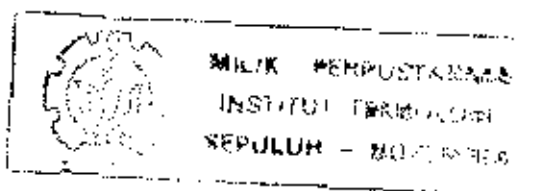


4598/05/H/92 ✓

TUGAS AKHIR

STUDI PENDAHULUAN PLTA TANJUNG DI KABUPATEN BOGOR JAWA BARAT



Oleh :

Abdul Honi

3893100818

RSE
627.8
Hon
C-1
1992

BIDANG STUDI HIDROTEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
1992

TUGAS AKHIR

STUDI PENDAHULUAN PLTA TANJUNG DI KABUPATEN BOGOR JAWA BARAT

Mengetahui / Menyetujui

Dosen Pembimbing



(Ir. SOETOYO, MSc.)

**BIDANG STUDI HIDROTEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
1992**

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami ucapkan kehadiran ALLAH Yang Maha Kuasa, yang telah memberikan kekuatan, rahmat serta anugerahnya kepada kami, sehingga penyusunan Tugas Akhir ini dapat selesai sesuai dengan rencana.

Judul Tugas Akhir ini adalah : Studi Pendahuluan PLTA Tanjung di Kabupaten Bogor Jawa Barat.

Adapun maksud dan tujuan penyusunan Tugas Akhir ini adalah disamping untuk memenuhi persyaratan kurikulum yang harus ditempuh bagi setiap mahasiswa Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya juga sebagai bahan ujian bagi penyusun untuk dapat menyusun dan merencana teori-teori yang didapat di bangku kuliah dengan masalah lapangan yang ada.

Kiranya akan sangat sulitlah untuk menyusun laporan Tugas Akhir ini, apabila tidak ada bimbingan dan petunjuk serta pengarahan juga fasilitas penunjang. Untuk itu penyusun mengucapkan terima kasih kepada yang terhormat :

1. Ir. Anggrahini Msc. selaku ketua bidang studi Hidroteknik FTSP - ITS, Bapak Ir. Mansur Muhamadi Msc. selaku dosen wali dan Bapak Ir. Moch. Sholeh selaku sekretaris jurusan yang telah memberi kesempatan kepada kami untuk penyusunan Tugas Akhir ini.

2. Bapak Ir. Soetoyo Msc. selaku dosen pembimbing yang dengan sabar telah memberikan arahan dalam pola berpikir untuk menyusun Tugas Akhir ini.
3. Segenap staf dan Karyawan Departemen Pekerjaan Umum Jakarta dalam dukungannya untuk mendapatkan data-data perencanaan serta keterangan-keterangan lainnya.
4. Rekan-rekan mahasiswa yang telah ikut serta memberikan pertimbangan-pertimbangan, petunjuk, saran dan bantuan moril maupun materiil dalam menyelesaikan buku ini.

Penyusun menyadari bahwa masih banyak kekurangan dan masih jauh dari sempurna, namun setidaknya buku ini bisa dipakai dalam pertimbangan serta dapat menambah khasanah ilmu pengetahuan.

Surabaya, Februari 1992

Penyusun,
ABDUL HONI
3893100818

DAFTAR ISI

| | |
|---|------|
| RINGKASAN | i |
| KATA PENGANTAR | iu |
| DAFTAR ISI | vi |
| DAFTAR TABEL | x |
| DAFTAR GAMBAR | xiii |
| BAB I. PENDAHULUAN | |
| 1.1. U M U M | 1 |
| 1.2. LATAR BELAKANG | 2 |
| 1.3. TUJUAN STUDI | 6 |
| 1.4. RUANG LINGKUP PEMBAHASAN | 6 |
| 1.5. DATA-DATA YANG MENDUKUNG | 8 |
| BAB II. PEMILIHAN LETAK DAN TIPE DAM | |
| 2.1. U M U M | 9 |
| 2.2. PERTIMBANGAN TOPOGRAFI | 10 |
| 2.3. PERTIMBANGAN GEOLOGI | 11 |
| 2.3.1. Keadaan Sekitar Bendungan | 13 |
| 2.3.2. Keadaan Sekitar Fasilitas Pembangkit | 14 |
| 2.4. ALTERNATIF TIPE PLTA | 16 |
| 2.5. PENENTUAN TIPE DAN MATERIAL DAM | 18 |
| 2.5.1. Tipe Dam | 18 |
| 2.5.2. Material Dam | 19 |
| BAB III. ANALISA HIDROLOGI | |
| 3.1. U M U M | 24 |

| | |
|---|-----|
| 3.2. ANALISA DATA HUJAN | 24 |
| 3.2.1. Perhitungan Curah Hujan di DPS Cidurian ... | 24 |
| 3.2.2. Perhitungan Curah Hujan dg Periode Ulang .. | 33 |
| 3.2.3. Uji Kesesuaian Frekwensi Gumbel | 39 |
| 3.2.4. Distribusi Hujan Jam - jaman | 43 |
| 3.2.5. Distribusi Hujan Efektif | 44 |
| 3.2.6. Aliran Dasar | 45 |
| 3.3. PERHITUNGAN DEBIT BANJIR RENCANA | 47 |
| 3.4. CURAH HUJAN MAKSIMUM YANG MUNGKIN TERJADI ... | 63 |
| 3.4.1. Probable Maksimum Precipitation | 63 |
| 3.4.2. Probable Maksimum Flood | 74 |
| 3.5. PENENTUAN DEBIT ANDALAN | 78 |
| BAB IV. ANALISA SEDIMEN DAN PERKIRAAN UMUR WADUK | |
| 4.1. ANGKUTAN SEDIMEN | 80 |
| 4.1.1. Perhitungan Hubungan Antara Debit Air dan Debit Sedimen | 81 |
| 4.1.2. Perhitungan Suspended Load | 83 |
| 4.1.3. Perhitungan Bed Load | 86 |
| 4.2. SEDIMENTASI DALAM WADUK | 88 |
| BAB V. STUDI OPERASI RESERVOIR | |
| 5.1. U M U M | 91 |
| 5.2. KAPASITAS WADUK | 92 |
| 5.2.1. Lengkung Kapasitas dan Luas Waduk | 92 |
| 5.2.2. Penentuan Kapasitas Waduk | 95 |
| 5.3. PEMILIHAN KETINGGIAN OPERASI | 100 |
| 5.3.1. Ketinggian Permukaan Genangan Min. | 100 |
| 5.3.2. Ketinggian Permukaan Genangan Max. | 101 |
| 5.4. PEMILIHAN JAM OPERASI | 101 |

BAB VI. RENCANA UMUM DAM DAN BANGUNAN SARANA PEMBANGKIT

| | |
|---|------------------|
| 6.1. U M U M | 102 |
| 6.2. TUBUH BENDUNGAN | 102 |
| 6.2.1. Miring Talud | 102 |
| 6.2.2. Tinggi Jagaan | 104 |
| 6.2.3. Lebar Mercu Bendungan | 106 |
| 6.2.4. Ketebalan Inti Bendungan | 106 |
| 6.3. BANGUNAN SARANA PEMBANGKIT | 109 |
| 6.3.1. I n t a k e | 109 |
| 6.3.2. Head Race | 109 |
| 6.3.3. Surge Tank | 111 |
| 6.3.4. Penstock | 119 |
| 6.3.5. Power House dan Jenis Turbin | 121 |
| 6.4. SPILLWAY | 122 |
| 6.4.1. Dimensi Spillway | 122 |
| 6.4.1.1. Bentuk Ambang Spillway | 125 ^a |
| 6.4.1.2. Perhitungan Profil Aliran | 125 ^g |
| 6.4.2. Perhitungan Flood Routing | 127 |
| 6.5. BANGUNAN PENGELAK | 136 |
| 6.5.1. Penentuan Periode Ulang Banjir | 136 |
| 6.5.2. Perhitungan Bangunan Pengelak | 144 |

BAB VII. PERHITUNGAN ENERGI LISTRIK

| | |
|---|-----|
| 7.1. DEBIT DASAR PEMBANGKITAN | 148 |
| 7.2. PENENTUAN KEHILANGAN TINGGI ENERGI | 148 |
| 7.2.1. Tinggi Jatuh Efektif | 148 |
| 7.2.2. Kehilangan Tinggi Energi | 149 |
| 7.3. PERHITUNGAN ENERGI LISTRIK | 154 |
| 7.4. DIMENSI TURBIN DAN GENERATOR | 156 |

BAB VIII. ANALISA EKONOMI

| | |
|---|-----|
| 8.1. U M U M | 164 |
| 8.2. PERHITUNGAN BIAYA PEMBANGUNAN | 165 |
| 8.2.1. Biaya Langsung untuk Pembangunan | 165 |
| 8.2.2. Biaya Tak Langsung | 175 |
| 8.3. BIAYA OPERASI DAN PERAWATAN | 176 |
| 8.4. PERHITUNGAN NILAI JUAL PLTA | 178 |
| 8.5. PERHITUNGAN B.C.R | 181 |

BAB IX. TINJAUAN DAMPAK LINGKUNGAN

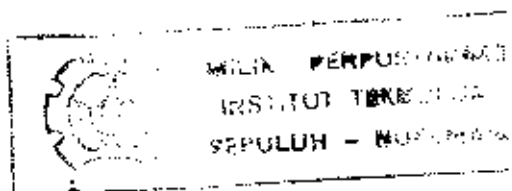
| | |
|--|-----|
| 9.1. TINJAUAN UMUM | 190 |
| 9.2. TINJAUAN KHUSUS | 192 |
| 9.2.1. Hubungan Proyek Dengan Sumber Daya Alam ... | 192 |
| 9.2.2. Hubungan Proyek Dengan Daerah Genangan ... | 192 |
| 9.2.3. Perkiraan Dampak pada Tahap Pelaksanaan ... | 193 |
| 9.2.4. Perkiraan Dampak Jangka Panjang | 194 |

BAB X. KESIMPULAN DAN PENUTUP

| | |
|-----------------------|-----|
| 10.1 KESIMPULAN | 196 |
| 10.2 PENUTUP | 197 |

| | |
|----------------------|-----|
| DAFTAR PUSTAKA | 199 |
|----------------------|-----|

| | |
|----------------|-----|
| LAMPIRAN | 201 |
|----------------|-----|



DAFTAR TABEL

T A B E L

| | | |
|------|---|----|
| 1.1 | DATA ENERGI LISTRIK YANG DAPAT DISEDIAKAN PLN DAN KEBUTUHAN LISTRIK OLEH KONSUMEN DI PULAU JAWA | 4 |
| 3.1 | PERHITUNGAN KOEFISIEN THIESEN | 26 |
| 3.2 | PERHITUNGAN CURAH HUJAN HARIAN RATA - RATA MAKSIMUM TAHUNAN DI DPS PLTA TANJUNG | 29 |
| 3.3 | RANKING CURAH HUJAN HARIAN MAKSIMUM | 34 |
| 3.4 | PERHITUNGAN TINGGI HUJAN RENCANA | 36 |
| 3.5 | REDUCED MEAN Y_n | 37 |
| 3.6 | REDUCED STANDARD DEVIATION S_n | 37 |
| 3.7 | RETURN PERIODE A FUNCTION OF REDUCE VARIATE | 38 |
| 3.8 | HASIL PERHITUNGAN TINGGI HUJAN DR BEBERAPA PERIODE ULANG DENGAN METODE GUMBEL | 38 |
| 3.9 | HARGA Δ_{cr} UNTUK SMIRNOV - KOLMOGOROV | 40 |
| 3.10 | PROBABILITAS DATA HUJAN | 40 |
| 3.11 | PERHITUNGAN SELISIH PROBABILITAS | 42 |
| 3.12 | DISTRIBUSI HUJAN 5 JAM | 44 |
| 3.13 | HUJAN EFEKTIF DENGAN BEBERAPA PERIODE ULANG | 45 |
| 3.14 | DISTRIBUSI HUJAN EFEKTIF TIAP JAM | 45 |
| 3.15 | DATA DEBIT BULANAN PADA STASIUN TANJUNG | 46 |
| 3.16 | DATA DEBIT MINIMUM TAHUNAN | 47 |
| 3.17 | DEBIT BANJIR RENCANA METODE RATIONAL | 49 |
| 3.18 | UNIT HIDROGRAF UNTUK $0 < t \leq 4,57$ | 52 |
| 3.19 | UNIT HIDROGRAF UNTUK $4,57 < t \leq 12,11$ | 53 |
| 3.20 | UNIT HIDROGRAF UNTUK $12,11 < t \leq 23,42$ | 53 |

| | | |
|-------------------|---|------------------|
| 3.21 | UNIT HIDROGRAF UNTUK $t > 23,42$ | 54 |
| 3.22 | HIDROGRAF BANJIR RENCANA 10 TAHUNAN | 55 |
| 3.22 ^a | HIDROGRAF BANJIR RENCANA 20 TAHUNAN | 55 |
| 3.23 | HIDROGRAF BANJIR RENCANA 50 TAHUNAN | 56 |
| 3.24 | HIDROGRAF BANJIR RENCANA 100 TAHUNAN | 57 |
| 3.25 | HIDROGRAF BANJIR RENCANA 1000 TAHUNAN | 58 |
| 3.26 | HIDROGRAF BANJIR 10 TH, 20 TH, 50 TH DENGAN BASE FLOW | 59 |
| 3.27 | HIDROGRAF BANJIR 100 TH, 1000 TH DENGAN BASE FLOW | 60 |
| 3.28 | RATA-RATA HUJAN MAKSIMUM TIAP TAHUN | 63 |
| 3.29 | PERHITUNGAN P.M.P NETTO | 67 |
| 3.30 | HIDROGRAF BANJIR RENCANA P.M.P TANPA BASE FLOW | 74 |
| 3.31 | HIDROGRAF BANJIR RENCANA P.M.P DENGAN BASE FLOW | 75 |
| 3.32 | PERHITUNGAN DURATION CURVE | 78 |
| 4.1 | DATA PENGAMATAN SEDIMEN TRANSPORT | 81 |
| 4.2 | PERHITUNGAN SUSPENDED LOAD | 84 |
| 4.3 | PERHITUNGAN SUSPENDED LOAD RATA-RATA | 86 |
| 4.4 | TABEL BOORLAND - MODDOCK | 87 |
| 5.1 | PERHITUNGAN KAPASITAS DAN LUAS WADUK | 93 |
| 5.2 | INFLOW RATA-RATA BULANAN | 95 |
| 5.3 | KEBUTUHAN AIR DENGAN POLA TANAM PADI - PADI POLOWIJO (1890 Ha) | 96 |
| 5.4 | PERHITUNGAN INFLOW - OUTFLOW BENDUNGAN TANJUNG | 98 |
| 6.1 | KLASIFIKASI TURBIN BERDASARKAN TINGGI JATUH | 121 |
| 6.2 | PERHITUNGAN DEBIT YANG MELIMPAH | 125 |
| 6.2 ^a | PERHITUNGAN TITIK KOORDINAT AMBANG SPILLWAY | 125 ^c |
| 6.2 ^b | PERHITUNGAN TINGGI JAGAAN | 125 ^a |

| | | |
|------------------|---|------------------|
| 6.2 ^c | PERHITUNGAN TINGGI DINDING | 125 ^a |
| 6.3 | HUBUNGAN ANTARA ELEVASI, STORAGE & OUTFLOW | 127 |
| 6.4 | INFLOW PADA RESERVOIR | 128 |
| 6.5 | HUBUNGAN ANTARA ELEVASI DENGAN $[S+Q/2.\Delta t]$ | 128 |
| 6.6 | PERHITUNGAN FLOOD ROUTING UNTUK Q1000 TH | 132 |
| 6.7 | PERHITUNGAN FLOOD ROUTING UNTUK Q P.M.F | 133 |
| 6.8 | PERHITUNGAN TINGGI HUJAN RENCANA | 138 |
| 6.9 | DISTRIBUSI HUJAN EFEKTIF TIAP JAM | 138 |
| 6.10 | UNIT HIDROGRAF UNTUK $0 < t \leq 2,243$ | 140 |
| 6.11 | UNIT HIDROGRAF UNTUK $2,243 < t \leq 5,133$ | 141 |
| 6.12 | UNIT HIDROGRAF UNTUK $5,133 < t \leq 9,468$ | 141 |
| 6.13 | UNIT HIDROGRAF UNTUK $t > 9,468$ | 142 |
| 6.14 | HIDROGRAF BANJIR RENCANA 20 TAHUNAN | 143 |
| 7.1 | KECEPATAN JENIS TURBIN FRANCIS | 155 |
| 8.1 | REKAPITULASI BIAYA PEMBANGUNAN | 175 |
| 8.2 | BIAYA PEMBANGUNAN PLTU GRESIK TAHUN 1978 | 177 |
| 8.3 | BIAYA PEMBANGUNAN PLTU GRESIK TAHUN 1992 | 178 |
| 8.4 | ASUMSI-ASUMSI ANTARA PLTA DAN PLTU | 178 |
| 8.5 | ASUMSI-ASUMSI ANTARA PLTA DAN PLTU | 179 |
| 8.6 | HARGA KAPASITAS PLTU GRESIK TAHUN 1992 | 179 |
| 8.7 | PERHITUNGAN KEUNTUNGAN KOTOR PLTA TANJUNG | 180 |
| 8.8 | PERHITUNGAN NILAI JUAL BERSIH SELAMA UMUR PROYEK | 180 |
| 8.9 | HARGA SATUAN PEKERJAAN | 181 |

DAFTAR GAMBAR

G A M B A R

| | | |
|------|--|----|
| 1.1 | PETA LOKASI PROYEK | 3 |
| 1.2 | GRAFIK HUBUNGAN ANTARA KAPASITAS TERPASANG DAN KEBUTUHAN LISTRIK | 5 |
| 2.1 | PETA DAERAH GENANGAN | 12 |
| 2.2 | PETA GEOLOGI | 15 |
| 2.3 | LOKASI PENGAMBILAN TANAH TIMBUNAN | 22 |
| 2.4 | LOKASI PENGAMBILAN PASIR DAN KERIKIL | 23 |
| 3.1 | THIESEN POLIGON | 28 |
| 3.2 | PEMERIKSAAN UJI KESESUAIAN DISTRIBUSI FREKWENSI GUMBEL | 41 |
| 3.3 | HIDROGRAF BANJIR RENCANA TANPA BASE FLOW | 61 |
| 3.4 | HIDROGRAF BANJIR RENCANA DENGAN BASE FLOW | 62 |
| 3.5 | GRAFIK ADJUSMENT DARI RATA-RATA HUJAN TAHUNAN MAX. DENGAN LAMANYA PENCATATAN DATA | 66 |
| 3.6 | GRAFIK ADJUSMENT DARI RATA-RATA DAN STANDARD DEVIASI DENGAN LAMANYA PENCATATAN DATA HUJAN | 69 |
| 3.7 | GRAFIK ADJUSMENT DARI STANDART DEVIASI HUJAN MAX. TAHUNAN DENGAN LAMANYA PENCATATAN DATA | 70 |
| 3.8 | GRAFIK HUBUNGAN ANTARA K_m DENGAN FUNGSI DURASI HUJAN DAN RATA-RATA HUJAN MAKSIMUM TAHUNAN | 71 |
| 3.9 | GRAFIK HUBUNGAN FAKTOR REDUKSI LUASAN DENGAN DURASI HUJAN DAN LUAS DAERAH ALIRAN | 72 |
| 3.10 | GRAFIK HUBUNGAN ANTARA FIXED TIME INTERVAL ADJUSMENT DENGAN LAMANYA PENCATATAN DATA HUJAN | 73 |
| 3.11 | HUDROGRAF BANJIR RENCANA PMF TANPA BASE FLOW | 76 |
| 3.12 | HUDROGRAF BANJIR RENCANA PMF DENGAN BASE FLOW | 77 |
| 3.13 | LENGKUNG DURASI SUNGAI CIDURIAN | 78 |

| | | |
|------------------|--|------------------|
| 4.1 | GRAFIK HUBUNGAN ANTARA KAPASITAS WADUK DENGAN TRAP EFISIENSI | 80 |
| 5.1 | HUBUNGAN ANTARA ELEVASI, VOLUME DAN LUAS GENANGAN | 94 |
| 5.2 | M A S S C U R V E | 99 |
| 6.1 | POTONGAN MELINTANG BENDUNGAN TANJUNG | 107 |
| 6.2 | KOEFISIEN BENTUK BATANG | 111 |
| 6.3 | KOEFISIEN BENTUK PEMASUKAN | 112 |
| 6.4 | KOEFISIEN KONTRAKSI | 113 |
| 6.5 | DIAGRAM MOODY | 114 |
| 6.6 | RATING CURVE TAIL RACE | 116 |
| 6.7 | BENTUK AMBANG SPILLWAY | 122 |
| 6.8 | RATING CURVE SPILLWAY | 125 |
| 6.8 ^a | GRAFIK HUBUNGAN ANTARA TINGGI AIR TOTAL YANG MELIMPAH DENGAN BENTUK AMBANG MUKA | 125 ^d |
| 6.8 ^b | GRAFIK HUBUNGAN ANTARA h_a/H_o , KEMIRINGAN DAN K ... | 125 ^e |
| 6.8 ^c | GRAFIK HUBUNGAN ANTARA h_a/H_o , KEMIRINGAN DAN n ... | 125 ^e |
| 6.8 ^d | BENTUK PENAMPANG MERCU SPILLWAY | 125 ^f |
| 6.8 ^e | GRAFIK PERENCANAAN KOLAM GOLAK DATAR USBR TIPE II | 125 ^t |
| 6.9 | GRAFIK HUBUNGAN ANTARA OUTFLOW DGN. ELEVASI | 128 |
| 6.10 | GRAFIK HUBUNGAN ANTARA $[S+Q/2.Δt]$ DENGAN ELEVASI | 129 |
| 6.11 | FLOOD ROUTING UNTUK BANJIR 100 TAHUNAN $\times 1,2$ | 134 ^a |
| 6.12 | FLOOD ROUTING UNTUK BANJIR P.M.F | 135 |
| 7.1 | KOEFISIEN KEHILANGAN TINGGI ENERGI AKIBAT PERCABANGAN | 152 |
| 7.2 | GRAFIK EFISIENSI TURBIN FRANCIS | 155 |
| 7.3 | SPIRAL CASE | 159 |
| 7.4 | DRAFF TUBE | 161 |
| 8.1 | GRAFIK PERKIRAAN BIAYA BENDUNGAN URUGAN | 182 |

| | | |
|-----|--|-----|
| 8.2 | GRAFIK PERKIRAAN BIAYA INTAKE | 183 |
| 8.3 | GRAFIK PERKIRAAN BIAYA HEAD RACE TUNNEL | 184 |
| 8.4 | GRAFIK PERKIRAAN BIAYA SURGE TANK | 185 |
| 8.5 | GRAFIK PERKIRAAN BIAYA PIPA BETON PENSTOCK | 186 |
| 8.6 | GRAFIK PERKIRAAN BIAYA PIPA BAJA PENSTOCK | 187 |
| 8.7 | GRAFIK PERKIRAAN BIAYA POWER HOUSE | 188 |
| 8.8 | GRAFIK PERKIRAAN BIAYA POWER EQUIPMENT | 189 |

B A B I

P E N D A H U L U A N

1.1. U M U M

Sejalan dengan meningkatnya program pembangunan di Negara kita terutama pembangunan di sektor perindustrian yang sekarang ini tengah dilaksanakan, maka sangatlah diperlukan beberapa sarana penunjang yang akan dapat memperlancar program tersebut. Dan salah satu sarana penunjang tersebut adalah seperti misalnya pusat-pusat pembangkit tenaga listrik sebagai sumber energi yang sangat vital bagi pembangunan.

Dengan maksud seperti tersebut diatas, maka diadakan suatu sarana penunjang dan salah satu alternatifnya adalah dengan membangun suatu pusat pembangkitan tenaga listrik dengan memanfaatkan tenaga air atau biasa disebut Pusat Listrik Tenaga Air (PLTA). Untuk itu diperlukan suatu sarana guna mendapatkan tenaga air tersebut. Sarana tersebut dapat diperoleh dengan jalan membangun sebuah bendungan (membendung sungai) pada suatu tempat yang situasi dan kondisinya memungkinkan. Dengan adanya bendungan tersebut akan diperoleh suatu volume air yang tertampung dengan ketinggian tertentu yang mempunyai potensi untuk menggerakkan turbin pada generator listrik.

Dalam rangka pemanfaatan aliran sungai sebagai sumber tenaga tersebut diatas, maka sungai Cidurian mempunyai potensi untuk dikembangkan. Sungai Cidurian ini beserta anak sungai utamanya (sungai Cipangaur) berasal dari komplek

gunung Sanggabuana yaitu gunung Bentang Gading, gunung Halimun dan lain-lain yang terletak pada jarak 40 km barat laut kota Bogor dengan ketinggian pada elevasi + 1600 m sampai dengan + 1900 m dari muka air laut. Total catchment area sungai ini mencapai kurang lebih 280 km² dengan lebar rata-rata sungainya 25 - 35 m, kedalaman antara 5 - 10 m dan panjang total ± 98 km yang berakhir di laut Jawa.

PLN Jawa Barat akan merencanakan proyek Bendungan Tanjung yang lokasinya terletak di desa Tanjung kecamatan Jasinga kabupaten Bogor, yaitu pada jarak 45 km barat laut Bogor dan 45 km barat daya Jakarta (lihat gambar 1.1 peta lokasi proyek).

1.2. LATAR BELAKANG

Negara Indonesia adalah negara yang sedang berkembang, dimana masih banyak memerlukan pembangunan di segala bidang. Disamping bidang pertanian dan lain-lain, maka yang akhir-akhir ini berkembang sangat pesat adalah bidang industri yang mengakibatkan kebutuhan energi listrik sebagai penunjangnya meningkat sangat pesat pula, bahkan sempat menimbulkan krisis energi.

Peningkatan tenaga dan daya yang diperlukan, diperkirakan sebesar 100% tiap PELITA. Untuk memenuhi kebutuhan tersebut maka perlu dibangun pusat-pusat pembangkit tenaga listrik yang cukup memadai.

Sumber tenaga atau energi yang umum dipakai di Indonesia adalah minyak bumi, dimana persediaannya makin lama makin berkurang dan harganya pun semakin mahal. Karena

106-20*

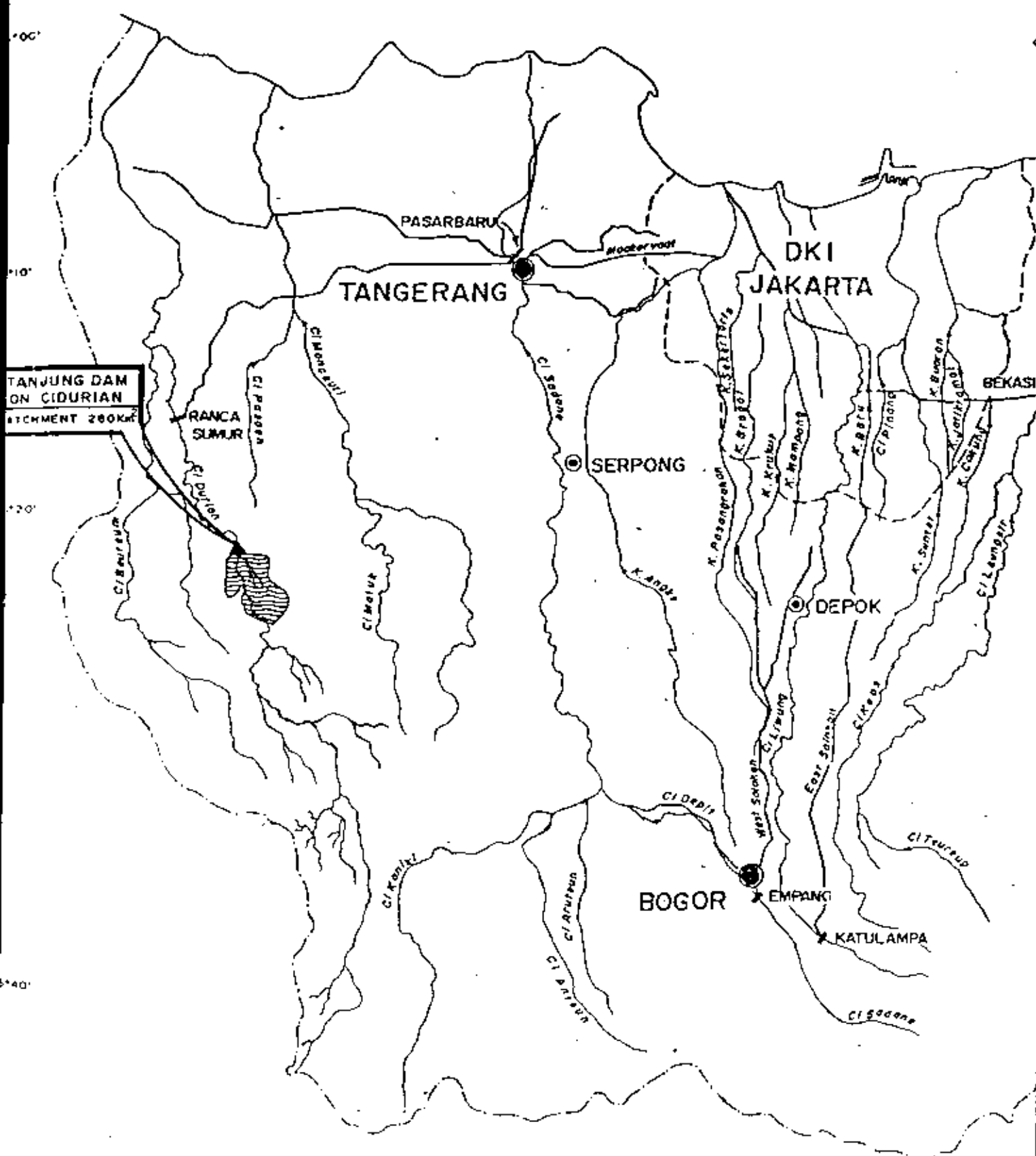
06-30-

106,401

106-983

J A V A

S E A





SCALE

0 2 4 6 8 TDKm

GAMBAR : 1.1

PETA LOKASI PROYEK

SUMMER: FEASIBILITY STUDY REPORT
 MARUO ASSOCIATES-NIPPON KOEI

keterbatasan sumber tenaga minyak bumi tersebut, maka pemanfaatan tenaga air menjadi sangat penting. Hal ini sesuai dengan pola kebijaksanaan energi dari pemerintah yaitu mengadakan diversifikasi energi dengan pemanfaatan dan pengembangan sumber energi alam selain minyak bumi, sekaligus menunjang perbaikan konservasi air.

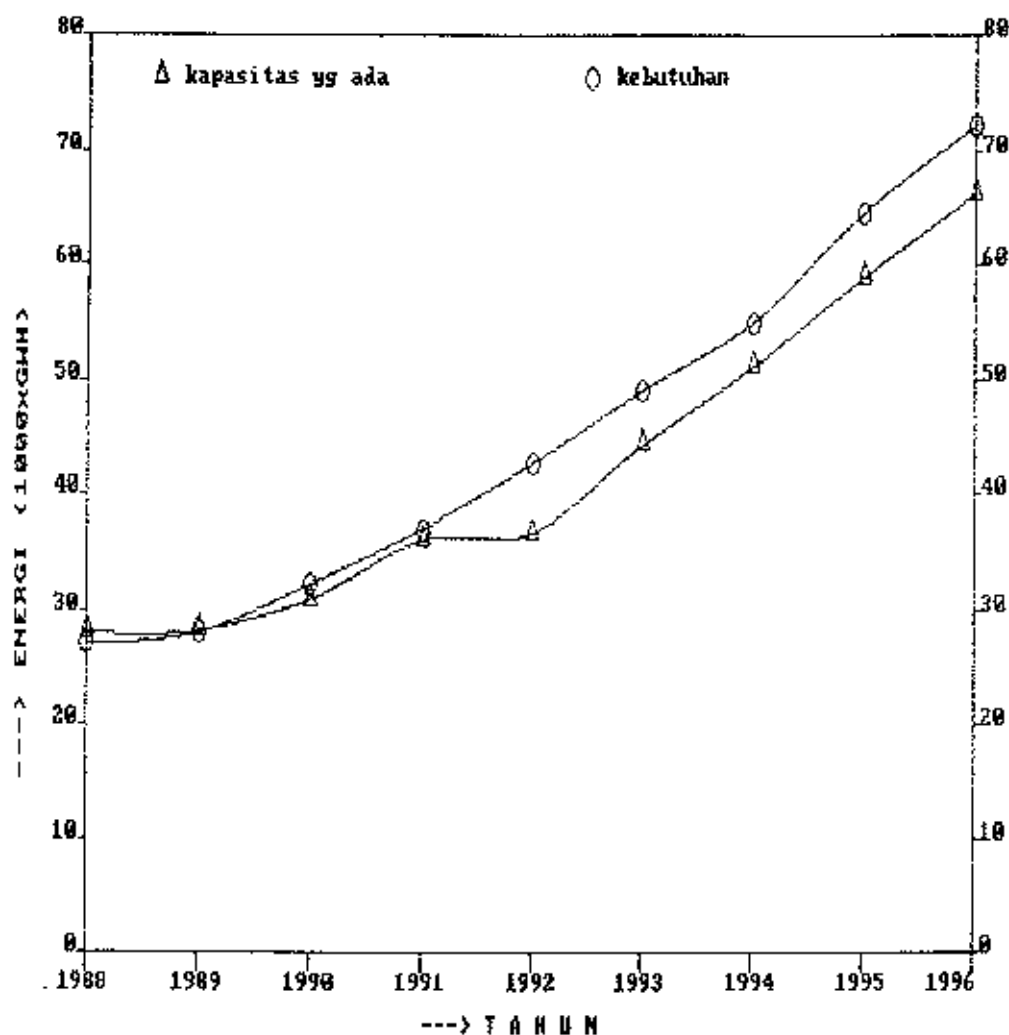
Berdasar catatan yang diperoleh dari PLN, bahwa kebutuhan energi listrik dan daya listrik yang dapat disediakan oleh PLN untuk Pulau Jawa adalah seperti pada tabel berikut :

Tabel : 1.1 Energi listrik yang dapat disediakan PLN dan kebutuhan listrik oleh konsumen di P. Jawa

| TAHUN | ENERGI (GWH) | | Prosentase (%) |
|-------------|------------------|-----------|---------------------|
| | Kapasitas yg ada | Kebutuhan | |
| 1988 / 1989 | 28.144 | 27.897 | 0 % |
| 1989 / 1990 | 30.888 | 32.202 | -4 % |
| 1990 / 1991 | 35.978 | 37.027 | -3 % |
| 1991 / 1992 | 36.709 | 42.585 | -14 % |
| 1992 / 1993 | 44.122 | 48.871 | -10 % |
| 1993 / 1994 | 51.031 | 54.832 | -7 % |
| 1994 / 1995 | 58.846 | 64.471 | -9,56 % |
| 1995 / 1996 | 66.158 | 72.198 | -9,13 % |

SUMBER : Perusahaan Umum Listrik Negara, Mei 1994

Jika dibuat grafik hubungan antara kebutuhan energi listrik tiap tahun dan daya listrik yang dapat disediakan oleh PLN adalah sebagai berikut :



GAMBAR : 1.2. Grafik hubungan antara kapasitas terpasang dan kebutuhan listrik

Dari grafik diatas terlihat bahwa peningkatan daya listrik yang dapat disediakan oleh PLN masih lebih kecil bila dibandingkan dengan permintaan kebutuhan listrik oleh konsumen. Hal ini tak terlepas karena semakin pesatnya pertumbuhan di sektor industri.

Dari kenyataan itu maka PLN harus bergerak cepat memperbesar suplai tenaga listriknya. Hal ini dapat ditempuh oleh PLN dengan mengadakan pembangunan pusat-pusat tenaga listrik baru yang layak pembangunannya.

PLTA Tanjung diharapkan dapat memberi tambahan produksi daya listrik untuk memenuhi konsumsi energi yang semakin meningkat saat ini dan mendatang untuk P.jawa umumnya dan daerah Bogor, Tangerang dan Jakarta khususnya.

1.3. TUJUAN STUDI

Sesuai dengan permasalahan yang dihadapi, maka maksud dan tujuan studi pendahuluan PLTA Tanjung ini adalah usaha untuk mencari sumber tenaga listrik baru yang murah dan dapat dipertanggung jawabkan baik dari segi konstruksi maupun ekonomi.

Karena proyek Bendungan Tanjung ini diperkirakan akan membutuhkan biaya yang tidak sedikit maka perlu diadakan studi dahulu relevansinya terhadap sasaran proyek itu sendiri, disamping juga harus jelas latar belakang yang mendukung perlunya proyek tersebut diadakan, sehingga dapat diketahui layak atau tidaknya proyek tersebut jika nantinya akan dibangun.

Dari latar belakang seperti tersebut diatas dicoba diadakan studi pendahuluan PLTA Tanjung untuk mengidentifikasi kelayakan dari rencana studi proyek.

1.4. RUANG LINGKUP PEMBAHASAN

Sesuai dengan tujuan dari studi ini, yaitu mencoba untuk memilih berbagai alternatif dari rencana suatu proyek, maka yang akan kami bahas adalah sebagai berikut :

1. Studi alternatif dan site

Pada studi ini akan dibahas/ditentukan letak dan site berdasar perkembangan kondisi geologi dan topografi di daerah tersebut.

2. Pemilihan type dam dan bangunan sarana pembangkit seperti intake, headrace tunnel, surge tank, penstock, jenis turbin serta bangunan pelengkap lainnya.

3. Studi hidrologi

Pada studi ini yang akan dibahas adalah debit andalan untuk merencana daya yang dihasilkan kemudian akan dihitung pula debit banjir rencana yang akan digunakan untuk menentukan dimensi spillway.

4. Studi sedimentasi

Pada studi ini akan dibahas besarnya sedimen yang ada sebagai dasar untuk menentukan dead storage (kapasitas mati) waduk dan umur waduk.

5. Studi hidrolika

Pada studi ini yang akan dibahas tentang besarnya kehilangan tekanan yang terjadi sepanjang pipa headrace dan penstock sehingga nantinya dapat digunakan untuk menentukan tinggi jatuh efektif dari air untuk menggerakkan turbin.

6. Mengadakan analisa ekonomi dari alternatif yang dipilih.

7. Peninjauan mengenai dampak lingkungan dari adanya rencana pembangunan proyek.

1.5. DATA - DATA YANG MENDUKUNG

Untuk melaksanakan studi ini diperlukan data-data pendukung sebagai berikut :

1. Data topografi meliputi : (skala 1 : 10.000)
 - Data lokasi sungai Cidurian
 - Peta situasi
2. Data geologi (skala 1 : 2.500 & 1 : 500)

Untuk memberikan gambaran tentang formasi dari batuan pada lokasi Bendungan Tanjung dan untuk menentukan Dam Site.

3. Data Sedimentasi

Untuk memperkirakan jumlah angkutan sedimen yang terjadi sehingga dapat digunakan untuk menentukan jumlah sedimen yang masuk ke reservoir.

4. Data klimatologi dan meteorologi, yaitu laju evaporasi rata-rata harian yang digunakan untuk menghitung kehilangan air di reservoir akibat penguapan.

5. Data hidrologi, meliputi :

- Curah hujan yang terjadi pada stasiun pengamat hujan untuk menentukan debit banjir rencana.
- Pengukuran debit sungai Cidurian untuk menentukan debit pembangkitan.

Pembahasan yang akan dilakukan dengan memakai hitungan berdasarkan rumus-rumus dan anggapan-anggapan yang lazim serta dari referensi beberapa judul buku.

B A B II

PEMILIHAN LETAK DAN TIPE DAM

2.1. U M U M

Pembangkitan tenaga air atau yang lazim disebut dengan PLTA adalah suatu bentuk perubahan tenaga dari tenaga air dengan ketinggian dan debit tertentu menjadi tenaga listrik, dengan menggunakan turbin air dan generator.

Untuk itu sebelum merencanakan suatu proyek Pembangkit Listrik Tenaga Air (PLTA) sangat diperlukan data-data yang dapat memberikan gambaran di sekitar proyek mengenai lokasi, keadaan topografi, kondisi geologi, material untuk konstruksi, sosial ekonomi dan data-data lainnya.

Data-data ini diperoleh melalui survey dan investigasi, yang mana pengumpulan data-data tersebut hendaknya dilakukan dengan cermat dan teliti, karena apabila data yang diperoleh kurang menggambarkan keadaan setempat maka akan sangat merugikan dalam perencanaan selanjutnya.

Pemilihan letak dan tipe bendungan merupakan masalah yang sangat penting dalam perencanaan suatu bendungan karena akan berpengaruh pada segi ekonomis, teknis dan efisiensi dari bendungan yang akan dibuat.

Pada daerah rencana pengembangan dan lokasi bendungan Tanjung, semula ada 2 (dua) alternatif. Alternatif pertama terletak pada sedikit bagian belakang arah down stream yaitu pada pertemuan antara sungai Cidurian dan sungai Cipangaur yang merupakan anak sungai utama sungai Cidurian. Karena

berbagai pertimbangan, alternatif ini akhirnya tidak dipilih karena jika ditinjau dari segi geologi, topografi maupun sosial ekonominya kurang efisien dan kurang memenuhi syarat. Untuk itu pada pembahasan-pembahasan selanjutnya yang akan diterangkan adalah alternatif kedua saja.

2.2. PERTIMBANGAN TOPOGRAFI

Debit dan tinggi jatuh (head) adalah dua faktor utama yang menentukan besarnya kapasitas pembangkitan dalam suatu PLTA. Karenanya dalam memilih letak as bendungan haruslah diusahakan agar kedua hal tersebut dapat mencapai yang sebesar-besarnya, dengan tetap memperhatikan faktor-faktor lain yang mempengaruhinya. Sebab dengan bertambahnya head itu seringkali diikuti dengan membesarnya volume bendungan, luas daerah genangan dan bertambah panjangnya waterway, sehingga pertambahan tinggi jatuh tersebut belum tentu membawa keuntungan secara ekonomis.

Jadi di dalam menentukan as bendungan haruslah dipilih daerah yang mempunyai kriteria sebagai berikut :

- Jika memungkinkan dipilih penampang melintang sungai yang relatif kecil sehingga bendungan yang akan dibangun pendek.
- Dipilih lokasi yang baik untuk menampung air yaitu dengan sedikit pembendungan akan memperoleh kapasitas penampungan air dan head yang besar.
- Luas daerah yang tergenang sekecil mungkin dan kurang berpotensi untuk pengembangan dari segi ekonomi dan sosial masyarakat.
- Adanya material yang memenuhi persyaratan baik

jumlah maupun kualitasnya dan jarak antara lokasi pengambilan material ke lokasi calon bendungan tidak terlalu jauh dan mudah dijangkau.

- Dipilih pada daerah yang mempunyai angkutan sedimen yang minimum, ini sangat besar artinya sehubungan dengan umur efektif bangunan tersebut.

Pada daerah rencana pengembangan dan lokasi bendungan Tanjung merupakan daerah yang relatif datar dan sedikit berbukit. Secara garis besar lokasi topografinya terletak pada jarak kurang lebih 450 m sebelah hulu dari pertemuan antara sungai Cidurian dan sungai Cipangaur tepatnya terletak pada jarak 12 km sebelah hulu dari Ranca Sumur.

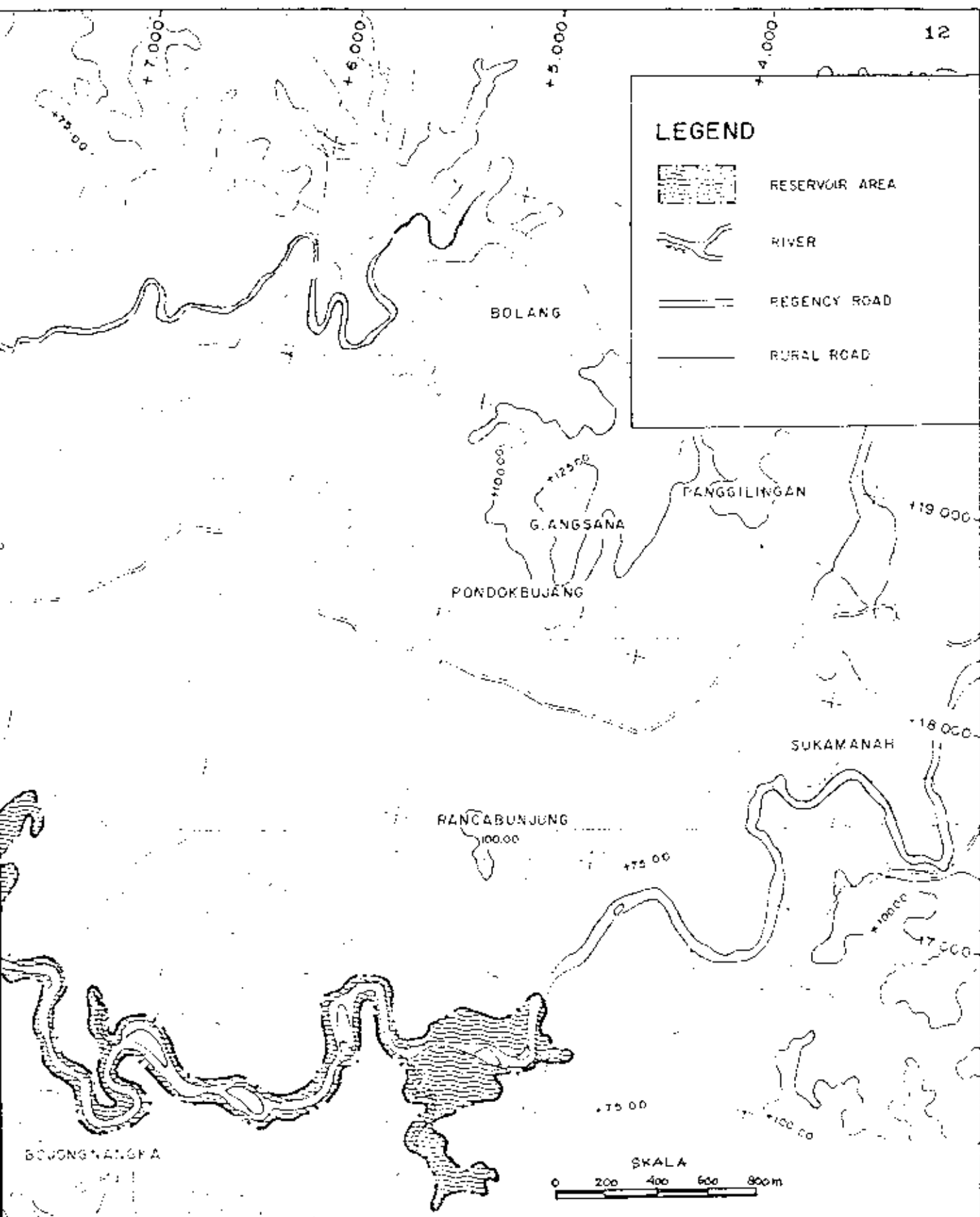
Pada daerah ini, bendungan yang terjadi sekaligus akan membendung sungai utama (S. Cidurian) dan anak sungainya (S. Cipangaur), sehingga pada sebelah kiri bendung utamanya membendung sungai Cidurian dan sebelah kanannya membendung anak sungainya yaitu sungai Cipangaur.

Kemiringan lereng sungainya tidak begitu besar, sedangkan kemiringan dasar sungainya sedikit landai dengan lembah sungai mempunyai bentuk yang tidak teratur dengan permukaan yang bergelombang. Lebar sungai berkisar antara 25 m sampai dengan 35 m dengan elevasi dasar sungai rata-rata + 20 m diatas permukaan laut dan sebelah kiri kanan sungai adalah dataran rendah yang rata (lihat gambar 2.1).

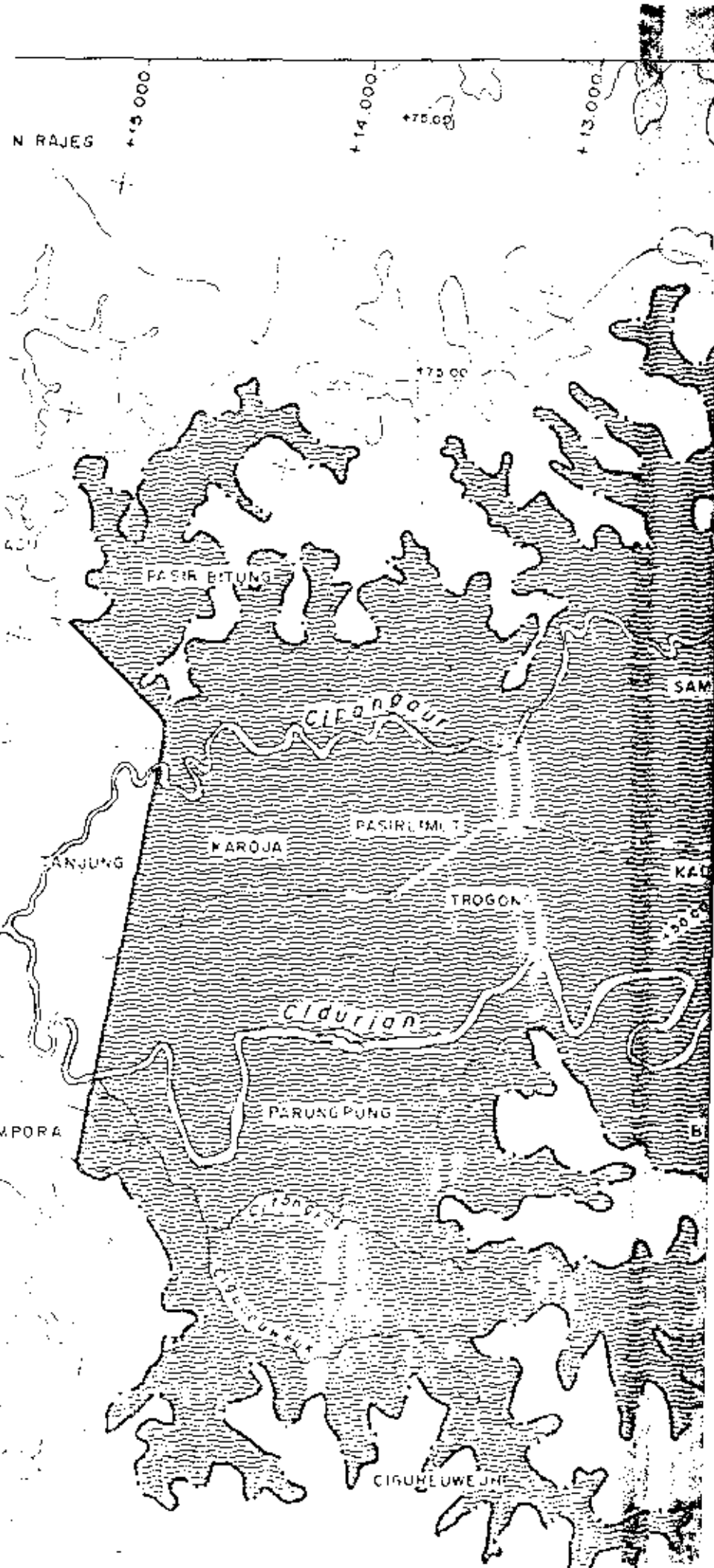
2.3. PERTIMBANGAN GEOLOGI

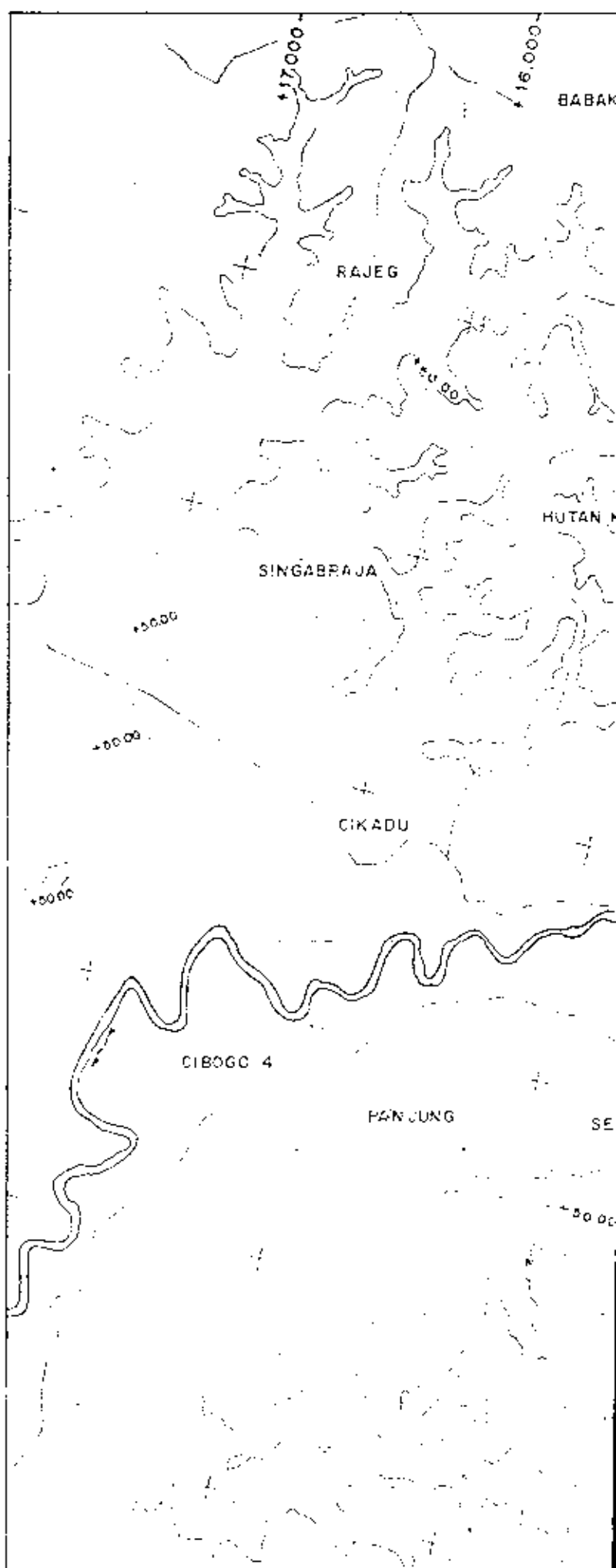
Salah satu faktor yang harus dipertimbangkan dalam menentukan lokasi suatu bendungan adalah kekuatan tanah dasar





GAMBAR : 2.1





dimana bendungan tersebut akan dibangun. Karena tanah inilah yang nantinya akan menahan berat bendungan dan perlengkapannya. Disini diusahakan tanah dasar dibawah konstruksi cukup kuat memikul beban rencana dengan atau tanpa perbaikan. Hal ini dimaksudkan selain untuk menyederhanakan pekerjaan juga untuk menekan biaya.

Kesalahan pada perencanaan konstruksi bendungan pada umumnya disebabkan oleh kesalahan dalam memperhitungkan keadaan tanah dasar/pondasi. Kesalahan ini bisa mengakibatkan antara lain sebagai berikut :

- Terjadi penurunan pada sebagian atau seluruh dasar pondasi, sehingga akan mengganggu fungsi bangunan pelengkap misalnya bangunan pelimpah, saluran pengangkut dan lain-lain.
- Bila penurunan terjadi pada rumah generator, maka fungsi alat-alat pembangkit tenaga listrik akan terganggu bahkan bisa sampai rusak.
- Retak atau pecahnya tubuh bendungan itu sendiri, sehingga akan sangat membahayakan daerah sekitar bendungan bahkan bisa sampai sepanjang aliran sungai sebelah hilir dan.

Untuk mengurangi kemungkinan terjadinya hal-hal diatas, maka dalam studi ini faktor geologi juga menjadi bahan pertimbangan.

2.3.1. Keadaan Sekitar Bendungan

Menurut peta geologi yang dibuat oleh konsultan Indec Associates Ltd. dan Nippon Koei Co. Ltd. (gambar 2.2) ditunjukkan bahwa struktur batuan dasar pada dan site

tersusun dari batuan pasir (sand stone) semi padat, batuan gunung (tuff) dari vulkanik muda dengan ketebalan 3 sampai 10 m yang menutupi dan site kecuali pada bagian sungai dan batuan lempung (clay stone) dari periode tersier akhir yang membentuk tanah pada bukit-bukit rendah dan lembah-lembah datar.

Batuan dasar pondasi pada rencana bendungan ini diperkirakan cukup kedar dengan koefisien permeabilitas berkisar antara 10^{-5} cm/det sampai dengan 10^{-4} cm/det dan batuan pondasinya yang terdiri dari batuan seperti tersebut diatas diperkirakan akan mampu menahan berat bendungan setinggi ± 42 m dari yang akan direncanakan.

Pada daerah waduk sebagian besar dilandasi oleh lapisan batuan gunung (tuff) dengan ketebalan bervariasi antara 3 m sampai dengan 17 m dimana pada bagian atasnya (top soil) terdiri dari tanah kelepungan dan berwarna kecoklatan sampai kemerahan dengan ketebalan berkisar antara 3 m sampai dengan 8 m.

2.3.2. Keadaan Sekitar Fasilitas Pembangkit

A. WATER WAY

Yang dimaksud dengan water way adalah saluran yang dibuat mulai dari pintu pengambilan (intake power) sampai pada rumah generator (power house). Water way ini terdiri dari saluran pengangkut (headrace tunnel) dengan panjang 430 meter dan pipa pesat (penstock) dengan panjang 120 meter.

Pintu pengambilan dan water way direncanakan dibangun di sebelah kiri dari main dam sehingga air yang keluar dari power house (tail race) dibuang kembali ke sungai Cidurian.

Struktur batuan pada daerah ini pada umumnya terdiri dari batuan tuff breccia yang bertekstur tanah padat dan halus sehingga cukup baik sebagai alas pondasi.

B. RUMAH GENERATOR (POWER HOUSE)

Dari site bendungan Tanjung ke arah hilir, daerahnya cukup curam sehingga dengan meletakkan power house pada jarak tertentu dari site bendungan akan didapatkan tinggi jatuh (head) yang cukup besar. Berdasarkan pertimbangan diatas maka power house direncanakan untuk diletakkan pada jarak kurang lebih 445 meter sebelah hilir bendungan.

Struktur batuan pada daerah ini umumnya pada bagian top soilnya terdiri dari batuan lumpur (mud stone) dengan ketebalan kurang lebih 2 meter sampai dengan 4 meter. Dibawah lapisan mud stone banyak dijumpai batuan tuff berccia yang mempunyai sifat kompak dan kuat sehingga tanah dasar di sekitar power house pada umumnya cukup baik dan diperkirakan mampu mendukung bangunan power house dengan membuang lapisan lumpurnya (mud stone).

2.4. ALTERNATIF TIPE PLTA

Secara garis besar, bangunan-bangunan air guna pembangkit tenaga listrik yang dibangun pada suatu sungai dapat dibagi menjadi 2 (dua) golongan, yaitu :

1. Berdasarkan tinggi jatuh yang ada, terdiri dari :

- Pusat listrik jenis terusan air (water way) yaitu pusat listrik yang mempunyai intake di hulu sungai dan mengalirkan air ke hilir melalui terusan air dengan kemiringan yang agak kecil. Tenaga listrik dibangkitkan dengan cara memanfaatkan tinggi terjun

dengan kemiringan sungai tersebut.

- Pusat listrik jenis bendungan (dam), dimana dam berfungsi untuk menaikkan muka air di bagian hulu bendungan dan membangkitkan tenaga listrik dengan memanfaatkan tinggi terjun yang diperoleh antara bagian hulu dan hilir sungai.
- Pusat listrik jenis bendungan dan terusan air, yaitu membangkitkan tenaga listrik dengan menggunakan tinggi terjun yang di dapat dari bendungan dan terusan.

2. Berdasarkan aliran air, terdiri dari :

- Pusat listrik jenis aliran sungai langsung (run off river), yaitu membangkitkan tenaga listrik dengan memanfaatkan aliran air sungai itu sendiri secara alamiah.
- Pusat listrik jenis dengan kolam pengatur (regulating pond), yaitu dengan mengatur aliran sungai setiap hari atau setiap minggu dengan menggunakan kolam pengatur yang dibangun melintang sungai dan membangkitkan tenaga listrik sesuai dengan perubahan beban.
- Pusat listrik jenis kolam kompensasi, yang dibangun di bagian hilir pusat listrik beban puncak (peaking power plant) dengan waduk berkapasitas besar atau kolam (pondage) yang mengatur perubahan aliran air waktu beban puncak (peak water flow) sehingga menjadi aliran yang konstant.
- Pusat listrik jenis waduk (reservoir), yaitu

mempunyai sebuah bendungan besar yang dibangun melintang sungai, sehingga terjadi sebuah danau buatan (reservoir) yang berfungsi untuk menyimpan air. Air dihimpun di musim hujan dan akan dikeluarkan di musim kemarau, sehingga berguna untuk pemakaian sepanjang tahun.

Berdasarkan definisi-definisi diatas maka Pusat Listrik Tenaga Air (PLTA) Tanjung dapat digolongkan sebagai pusat listrik jenis waduk (reservoir) karena untuk mendapatkan beda tinggi air di hulu dan di hilir sebagai tinggi jatuh (head) dan cadangan air sebagai debit pembangkit diperlukan reservoir untuk menampung air sungainya.

Disamping itu dari pertimbangan topografinya dapat terlihat bahwa proyek PLTA Tanjung paling sesuai untuk dikembangkan sebagai PLTA jenis tampungan (waduk).

2.5. PENENTUAN TIPE DAN MATERIAL DAM

2.5.1. Tipe Dam

Dalam menentukan tipe dam (bendungan) disamping mempertimbangkan faktor-faktor topografi, geologi, sosial ekonomi dan lain-lain maka hal yang tak kalah pentingnya adalah kualitas dan kuantitas dari material yang akan digunakan sebagai bahan bendungan tersebut. Mengenai kualitas dari material yang akan digunakan dapat dilakukan test di laboratorium sedangkan untuk penafsiran jumlah kebutuhan material dapat dilakukan pengeboran dan penganatan di lapangan.

Menurut hasil survey yang dilakukan oleh konsultan Indec Associates Ltd. dan Nippon Koei Co. Ltd. dapat

diketahui bahwa material yang paling banyak ditemukan di sekitar lokasi bendungan adalah material batuan dan tanah kemudian pasir dan kerikil (gambar 2.3 dan 2.4). Untuk itu bendungan Tanjung ini direncanakan tipe zonal dengan intinya yang tegak di tengah. Keuntungan pemakaian ini adalah sebagai berikut :

- Dapat dibangun diatas pondasi tanah/batuan yang mempunyai daya dukung tanah yang tidak begitu besar, serta distribusi beban akibat berat sendiri secara melebar kelapisan tanah sehingga tipe ini aman dan ekonomis apabila dibangun pada tanah dengan kondisi yang telah disebutkan diatas.
- Material untuk tubuh bendungan didapat dari daerah disekitar lokasi proyek.
- Pada saat pelaksanaan penimbunan tubuh bendungan dapat dilaksanakan secara serentak yaitu untuk zone lulus air dan zone kedap air sehingga akan mengefisienkan waktu pelaksanaan yang mana pada akhirnya akan mengurangi biaya pelaksanaan.

2.5.2. Material Dam

Material yang dipergunakan untuk pembangunan bendungan merupakan masalah yang penting, terutama masalah pemilihan kualitas material dan jumlah material yang mencukupi yang berada di sekitar lokasi calon bendungan.

Adapun bahan-bahan untuk konstruksi bendungan Tanjung ini berupa :

1. Bahan tanah (core material)

Bahan ini dipergunakan untuk inti bendungan yang

mempunyai sifat kedap air. Dalam pemilihan bahan tanah ini sudah dipertimbangkan hal-hal antara lain :

- Mempunyai sifat mudah dikerjakan.
- Mempunyai koefisien permeabilitas seperti yang diinginkan sesuai perencanaan.
- Kepadatan yang cukup.
- Setelah dipadatkan mempunyai kekuatan geser yang cukup.

Untuk bendungan Tanjung ini maka bahan intinya (tanah) tersedia banyak/berlimpah di daerah waduk yang diusulkan seperti terlihat pada gambar 2.3.

Tanah-tanah pada borrow area C, R₁ dan R₂ menunjukkan harga-harga yang menandakan kemudahan pengerjaan untuk penempatan dan pemadatan karena kadar kelembabannya relatif rendah.

2. Bahan pasir dan kerikil

Letak dam dan daerah waduk yang diusulkan adalah merupakan dataran yang relatif rata dan sangat halus teksturnya serta tidak mempunyai kandungan pasir dan kerikil yang besar. Akan tetapi pasir kelanauan dan kelerupungan telah mengendapkan beberapa material kerikil yang dikumpulkan pada dam site dalam jumlah kecil untuk pemakaian lokal.

Untuk memperoleh bahan filter dan bahan-bahan agregat beton telah dilakukan penyelidikan di sekitar lokasi bendungan seperti ditunjukkan pada gambar 2.4, dimana daerah endapan pasir dan kerikil terletak sepanjang sungai Cidurian 3 km sampai dengan 23 km di sebelah hulu dari dam site.




3. Bahan batu (rock material)

Lokasi bendungan dan waduk Tanjung terletak pada topografi yang relatif datar dan halus sehingga sumber quarry batuan yang dibutuhkan untuk pembangunannya diambil pada lokasi yang agak jauh. Quarry batuan tersebut diambil dari gunung Angsana yaitu 5 km di sebelah selatan dan site yang diusulkan, tetapi karena kandungan bahannya terbatas maka material batuan juga diambil dari gunung Aro dan pada gunung yang tinggi antara sebelah tenggara dari dan site. Jarak dari dan site ke gunung yang tinggi tersebut $\pm 7,5$ km.

Gunung ini mempunyai kandungan andesitic breccia dan aliran lava pada jaman vulkanik tertier. Kaki gunung paling selatan terdiri dari intrusive rock yang meliputi dacite dan quartz diorite.

Bahan batuan (rock material) ini dipakai untuk timbunan lulus air, melindungi bagian hilir dan hulu dari lereng timbunan bendungan serta rip rap dan pekerjaan beton lainnya.

Dari penyelidikan yang telah dilakukan, maka kebutuhan material untuk pembangunan bendungan Tanjung tidak menjadi masalah karena jumlah material yang tersedia cukup banyak serta kualitasnya cukup memenuhi syarat.

-  BORROW MATERIALS GROUP C
 $V = 5.0 \times 10^6 \text{ m}^3$
 BORROW MATERIALS GROUP R-1
 $V = 5.0 \times 10^6 \text{ m}^3$
 BORROW MATERIALS GROUP R-2
 $V = 4.0 \times 10^6 \text{ m}^3$

DAM AXIS

Tanjung 2

Tanjung 1

Cibeye

Cikadu

Samudra

Cigugur

Cidurian

Cipangaur

Pasirnodang

Cilangkab

Belong

Trogeng

Kudungara

Sabal

Samarak

Pasirun

Nagrek

Panyindangan

Kabogusan

Janglaga

Pasir tengah

Gabang

Moyek

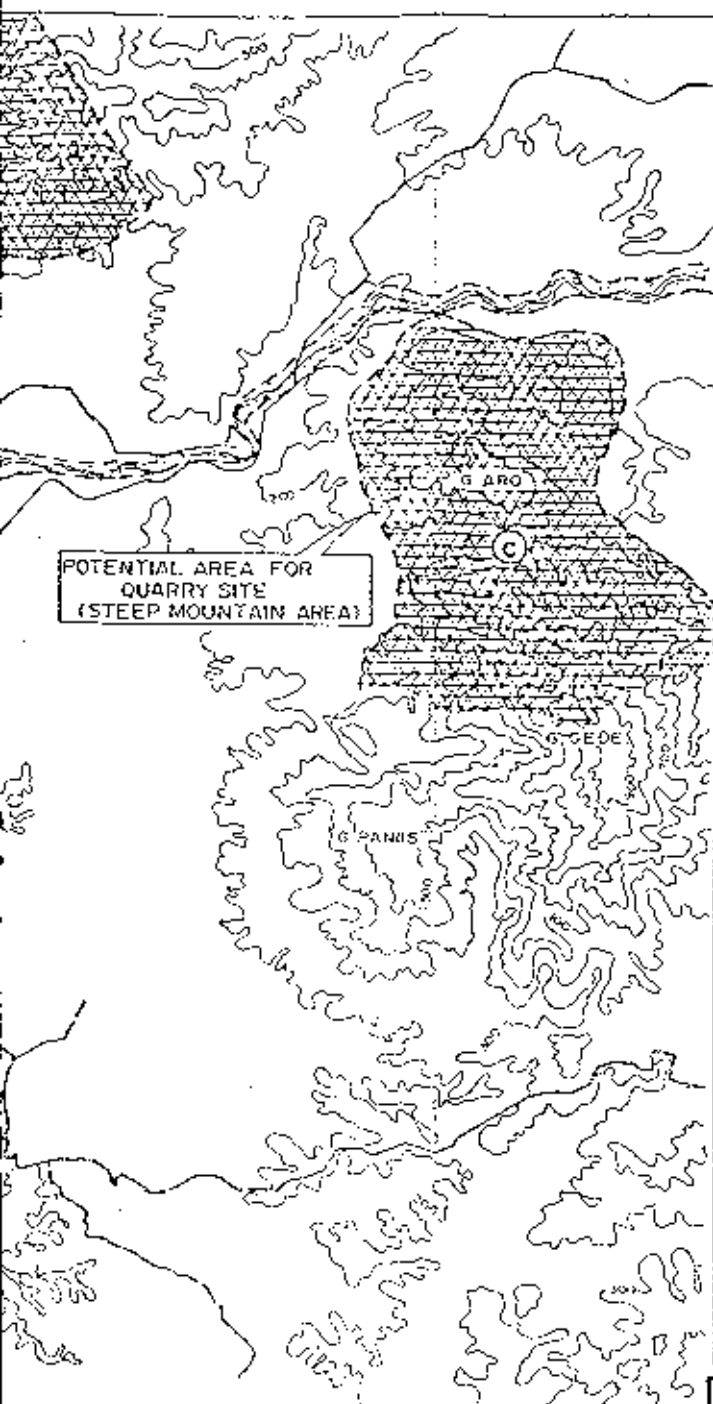
Leuwisteun

Belongrangka

SCALE

0 500 1000 1500 2000m

(TANJUNG)



LEGEND

1. POTENTIAL AREA FOR SAND AND GRAVEL



$V = 1.5 \times 10^6 \text{ m}^3$



SHOULD BE INVESTIGATED

2. POTENTIAL AREA FOR ROCK QUARRY



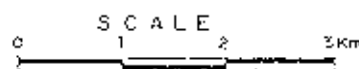
LIMITED EXPLOITABLE AMOUNT



SUITABLE, SHOULD BE INVESTIGATED



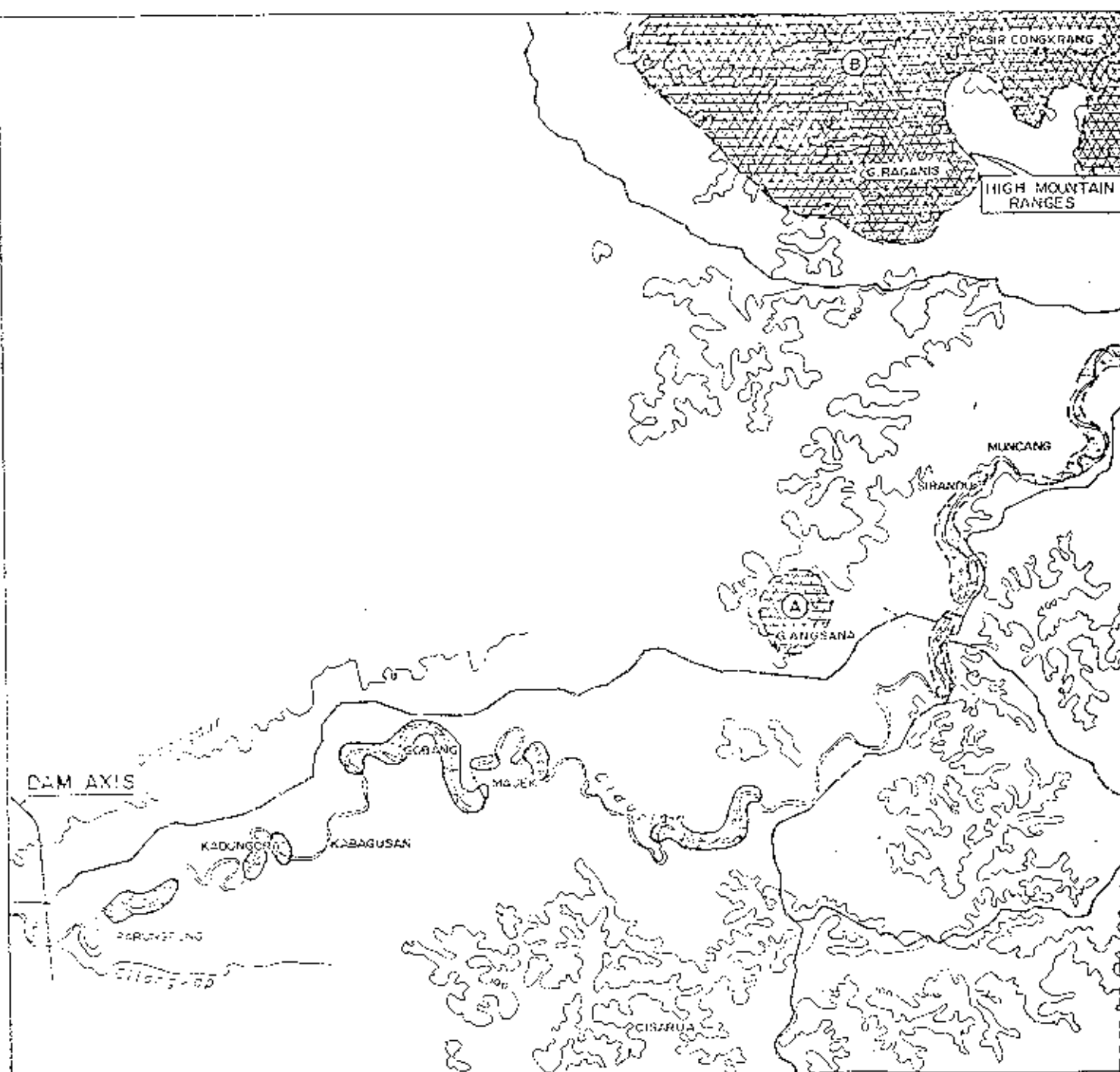
SHOULD BE INVESTIGATED, SUITABLE AND HARDER THAN (B).



GAMBAR : 2.4

LOKASI PENGAMBILAN
PASIR DAN KERIKIL

SUMBER: FEASIBILITY STUDY REPORT
(INDEC ASSOCIATES-NIPPON KOEI)



B A B III

A N A L I S A H I D R O L O G I

3.1. U M U M

Oleh karena PLTA tergantung pada tersedianya air, maka untuk mendapatkan gambaran tentang tersedianya air diperlukan analisa hidrologi yang terdiri dari analisa tentang besarnya debit rencana, besarnya aliran dasar (base flow), besarnya aliran permukaan (run off) dan perkiraan debit andalan. Untuk keperluan tersebut diatas, disini diperlukan terlebih dahulu kondisi daerah pengaliran (catchment area), besarnya curah hujan yang akan dialirkan ke sungai Cidurian dari daerah pengaliran sungai tersebut.

Di dalam studi ini data-data yang dapat dikumpulkan adalah data curah hujan dari 4 (empat) stasiun hujan yaitu stasiun hujan Jasinga, stasiun hujan Toge, stasiun hujan Cigudeg dan stasiun hujan Cianten. Data curah hujan tersebut di dapat mulai dari tahun 1958 sampai dengan tahun 1985. Sedangkan data debit yang diukur pada rencana lokasi bendung (dam site) mempunyai data sepanjang 20 tahun yaitu dari tahun 1965 sampai dengan tahun 1984.

3.2. ANALISA DATA HUJAN

3.2.1. Perhitungan Curah Hujan di DPS Cidurian

Untuk menetapkan besarnya hujan rencana diperlukan pengamatan hujan di daerah pengaliran sungai selama suatu periode yang cukup panjang. Salah satu cara yang mudah untuk

menetapkan besarnya hujan rencana adalah dengan mengadakan pengamatan mengenai besarnya hujan dalam 1 hari, 2 hari, 3 hari, 4 hari, 5 hari dan seterusnya tergantung pada tujuan penggunaannya.

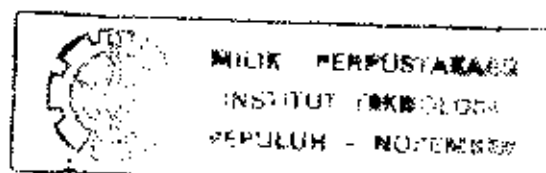
Dari hasil pengamatan tersebut ditentukan masa ulang untuk masing-masing hujan dengan analisa probabilitas.

Untuk perencanaan bangunan-bangunan air seperti bendung, spillway atau terowongan air diperlukan besarnya banjir maksimum. Untuk itu ditentukan hujan dalam 1 hari (24 jam) dengan masa ulang tertentu.

Sehubungan dengan hal tersebut diatas, pengamatan hujan harian dilaksanakan secara lengkap mulai dari permulaan sampai akhir hujan sehingga didapatkan gambaran intensitas hujan.

Dalam studi ini, untuk menentukan curah hujan harian rata-rata di seluruh daerah pengaliran sungai Cidurian dari masing-masing stasiun penakar hujan yang ada digunakan *Metode Thiesen*. Prosedur perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Dari stasiun hujan (titik pada peta daerah pengaliran) dibuat polygon thiesen, sehingga dapat ditentukan luas daerah aliran dari masing-masing stasiun pencatat hujan (gambar 3.1).
2. Dari hasil luasan akan dibuat bobot luas untuk masing-masing stasiun pencatat hujan dalam persen, yaitu :



Tabel : 3.1

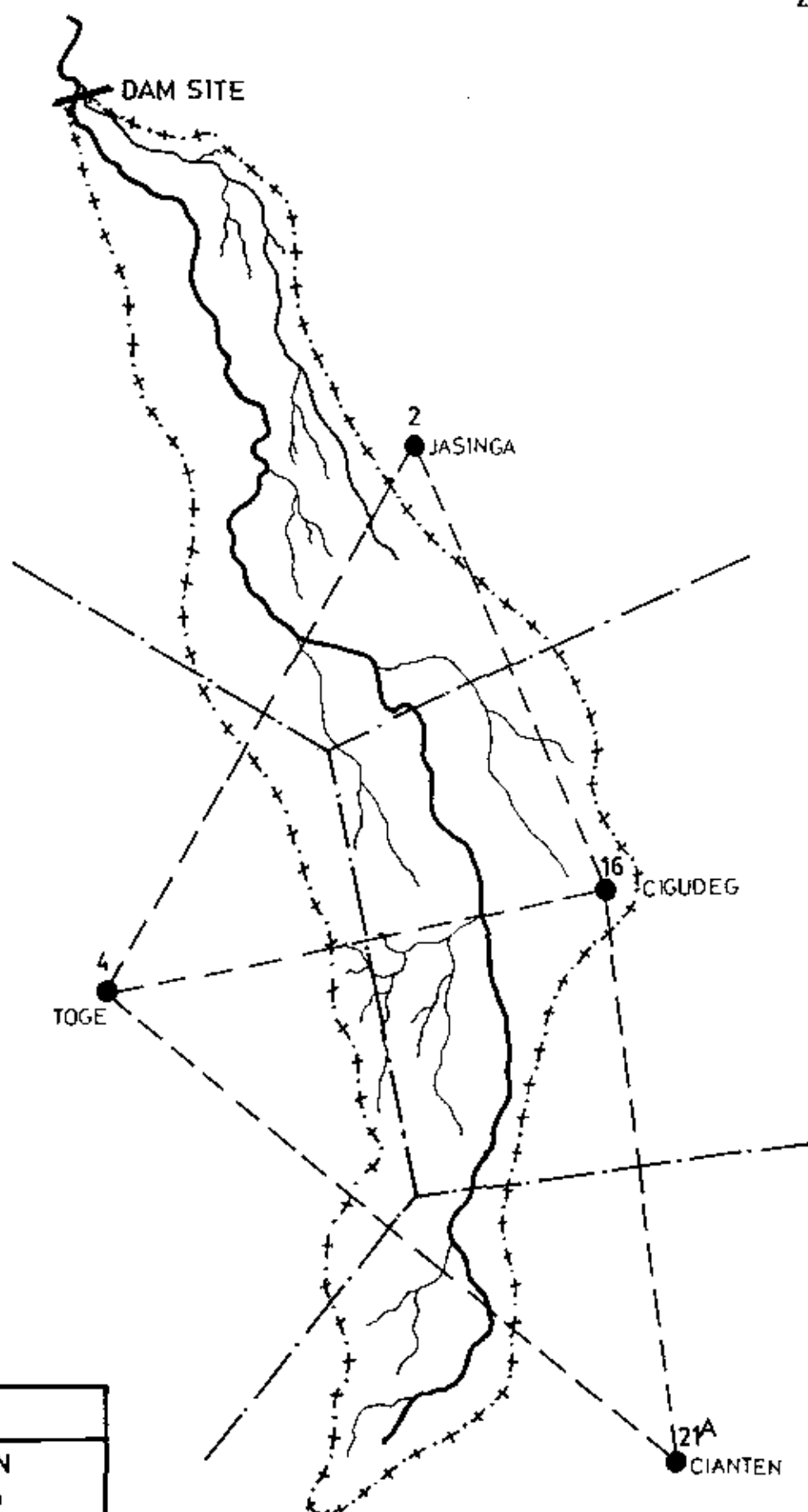
Perhitungan koefisien Thiesen

| Stasiun Hujan | Luas (km^2) | Bobot (%) |
|----------------------|------------------------|-------------|
| JASINGA (KODE : 2) | 115,36 | 41,20 |
| TOGE (KODE : 14) | 29,12 | 10,40 |
| CIGUDEG (KODE : 16) | 89,88 | 32,10 |
| CIANTEN (KODE : 21A) | 45,64 | 16,30 |
| TOTAL (Σ) = | 280,00 km^2 | 100,00 % |

3. Selanjutnya dibuat tabel perhitungan curah hujan maksimum tahunan pada daerah pengaliran dengan langkah-langkah sebagai berikut :

- a. Dicari hujan maksimum pada masing-masing stasiun tersebut.
- b. Pada tanggal yang sama, dicari besar hujan pada stasiun yang lain.
- c. Berdasarkan satu stasiun patokan, pada tanggal tertentu, dihitung besar hujan berdasarkan pengaruh luas daerahnya (dengan koef. thiesen), sehingga hasil yang didapat dengan berdasarkan patokan stasiun pertama.
- d. Berdasarkan stasiun yang lain yang mempunyai harga maksimum pula pada tahun yang sama, yang dipakai sebagai stasiun patokan, dicari hujan pada stasiun yang lain dan dihitung pula berdasarkan koef. Thiesen. Kejadian ini terjadi mungkin pada tanggal yang berbeda dengan prosedur sebelumnya tadi.

- e. Selanjutnya dicari pula harga hujan maksimum yang terjadi pada stasiun lain dengan kejadian pada tanggal yang lain dan dihitung dengan koef. Thiesen pula, sampai didapat 4 (empat) kejadian hujan dari empat stasiun stasiun patokan pada tanggal tertentu.
- f. Dari ke empat kejadian tersebut nilai yang terbesar yang diambil sebagai hujan terbesar pada tahun tersebut seperti ditunjukkan pada tabel 3.2.
- g. Untuk perhitungan tahun-tahun yang lain adalah sama seperti pada prosedur di atas.



PERHITUNGAN CURAH HUJAN HARIAN RATA-RATA MAX. TAHUNAN DI DAERAH PENGALIRAN SUNGAI PLTA TANJUNG

Tabel : 3.2

| KEJADIAN | NAMA STA : JASINGA | | NAMA STA : TOBE | | NAMA STA : CIGUDEG | | NAMA STA : CANTEN | | TOTAL | MAX (mm) |
|----------|--------------------------------|-------------|-------------------------------|-------------|-------------------------------|-------------|-------------------------------|-------------|---------|---------------|
| | A = 115,36 KM2 KDEF = 0,412 | | A = 29,12 KM2 KDEF = 0,104 | | A = 39,88 KM2 KDEF = 0,321 | | A = 45,64 KM2 KDEF = 0,163 | | | |
| | R (mm) | R= R x KDEF | R (mm) | R= R x KDEF | R (mm) | R= R x KDEF | R (mm) | R= R x KDEF | | |
| 15-1-85 | 200,000 | 82,400 | 0,000 | 0,000 | 21,000 | 6,741 | 15,000 | 2,445 | 91,586 | 91,586 |
| 8-10-85 | 0,000 | 0,000 | 120,000 | 12,480 | 6,000 | 1,926 | 10,000 | 1,630 | 16,036 | |
| 19-1-85 | 25,000 | 10,300 | 21,000 | 2,184 | 125,000 | 40,125 | 0,000 | 0,000 | 52,609 | |
| 7-3-85 | 6,000 | 2,472 | 11,000 | 1,144 | 20,000 | 6,420 | 175,000 | 28,525 | 38,561 | |
| 13-8-84 | 100,000 | 41,200 | 5,000 | 0,520 | 19,000 | 6,099 | 11,000 | 1,793 | 49,612 | 54,527 |
| 27-3-84 | 0,000 | 0,000 | 113,000 | 11,752 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 11,752 | |
| 12-8-84 | 10,000 | 4,120 | 11,000 | 1,144 | 123,000 | 39,483 | 60,000 | 9,780 | 54,527 | |
| 4-11-84 | 4,000 | 1,648 | 13,000 | 1,352 | 0,000 | 0,000 | 150,000 | 24,450 | 27,45 | |
| 4-4-83 | 135,000 | 55,620 | 49,000 | 5,096 | 47,000 | 15,087 | 100,000 | 16,300 | 92,103 | 92,103 |
| 10-11-83 | 4,000 | 1,648 | 90,000 | 9,360 | 12,000 | 3,852 | 85,000 | 13,855 | 28,715 | |
| 3-4-83 | 74,000 | 30,488 | 47,000 | 4,888 | 100,000 | 32,100 | 36,000 | 5,868 | 73,344 | |
| 28-9-83 | 0,000 | 0,000 | 4,000 | 0,416 | 0,000 | 0,000 | 180,000 | 29,340 | 29,756 | |
| 19-5-82 | 99,000 | 40,788 | 9,000 | 0,936 | 28,000 | 8,988 | 0,000 | 0,000 | 50,712 | 68,743 |
| 6-1-82 | 6,000 | 2,472 | 165,000 | 17,160 | 9,000 | 2,889 | 90,000 | 14,670 | 37,191 | |
| 29-11-82 | 11,000 | 4,532 | 46,000 | 4,784 | 93,000 | 29,953 | 15,000 | 2,445 | 41,614 | |
| 24-4-82 | 22,000 | 9,064 | 121,000 | 12,584 | 35,000 | 11,235 | 220,000 | 35,860 | 68,743 | |
| 25-12-81 | 125,000 | 51,500 | 123,000 | 12,792 | 38,000 | 12,198 | 150,000 | 24,450 | 100,940 | 100,940 |
| 24-10-81 | 33,000 | 13,596 | 305,000 | 31,720 | 14,000 | 4,494 | 90,000 | 14,670 | 64,480 | |
| 19-4-81 | 0,000 | 0,000 | 33,000 | 3,432 | 100,000 | 32,100 | 25,000 | 4,075 | 39,607 | |
| 9-3-81 | 0,000 | 0,000 | 30,000 | 3,120 | 34,000 | 10,914 | 200,000 | 32,600 | 46,634 | |
| 26-2-80 | 113,000 | 46,556 | 0,000 | 0,000 | 6,000 | 1,926 | 0,000 | 0,000 | 48,482 | 59,166 |
| 4-12-80 | 57,000 | 23,484 | 108,000 | 11,232 | 0,000 | 0,000 | 150,000 | 24,450 | 59,166 | |
| 9-9-80 | 12,000 | 4,944 | 48,000 | 4,992 | 130,000 | 41,730 | 25,000 | 4,075 | 55,741 | |
| 4-12-80 | 57,000 | 23,484 | 108,000 | 11,232 | 0,000 | 0,000 | 150,000 | 24,450 | 59,166 | |
| 16-3-79 | 108,000 | 44,496 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 44,496 | 55,417 |
| 16-11-79 | 13,000 | 5,356 | 110,000 | 11,440 | 7,000 | 2,247 | 140,000 | 22,820 | 41,863 | |
| 16-1-79 | 20,000 | 8,240 | 2,000 | 0,208 | 133,000 | 42,693 | 3,000 | 0,489 | 51,630 | |
| 3-10-79 | 24,000 | 9,888 | 107,000 | 11,128 | 31,000 | 9,951 | 150,000 | 24,450 | 55,417 | |
| 24-7-78 | 120,000 | 49,440 | 26,000 | 2,704 | 3,000 | 0,963 | 13,000 | 2,119 | 55,226 | 60,430 |
| 16-6-78 | 16,000 | 6,592 | 200,000 | 20,800 | 6,000 | 1,926 | 30,000 | 4,890 | 34,208 | |
| 19-8-78 | 0,000 | 0,000 | 25,000 | 2,600 | 170,000 | 54,570 | 20,000 | 3,260 | 60,430 | |
| 27-7-78 | 1,000 | 0,412 | 7,000 | 0,728 | 0,000 | 0,000 | 135,000 | 22,005 | 23,145 | |

lanjutan

| KEJADIAN | NAMA STA : JASINGA | | NAMA STA : TOBE | | NAMA STA : CIGUDEG | | NAMA STA : CIANTEN | | TOTAL | MAX { mm } |
|----------|--------------------------------|-------------|-------------------------------|-------------|-------------------------------|-------------|-------------------------------|-------------|--------|---------------|
| | A = 115,36 KM2 KOEK = 0,412 | | A = 29,12 KM2 KOEK = 0,104 | | A = 89,88 KM2 KOEK = 0,321 | | A = 45,64 KM2 KOEK = 0,163 | | | |
| | R { mm } | R= R x KOEF | R { mm } | R= R x KOEF | R { mm } | R= R x KOEF | R { mm } | R= R x KOEF | | |
| 19-4-77 | 115,000 | 47,380 | 18,000 | 1,872 | 0,000 | 0,000 | 30,000 | 4,890 | 54,142 | 54,142 |
| 25-1-77 | 0,000 | 0,000 | 96,000 | 9,984 | 13,000 | 4,173 | 7,000 | 1,141 | 15,298 | |
| 21-1-77 | 20,000 | 8,240 | 13,000 | 1,352 | 128,000 | 41,088 | 7,000 | 1,141 | 51,821 | |
| 20-5-77 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 150,000 | 24,450 | 24,45 | |
| 1-6-76 | 115,000 | 47,380 | 58,000 | 6,032 | 41,000 | 13,161 | 56,000 | 9,128 | 75,701 | 75,701 |
| 23-1-76 | 52,000 | 21,424 | 113,000 | 11,752 | 20,000 | 6,420 | 16,000 | 2,608 | 42,204 | |
| 29-1-76 | 52,000 | 21,424 | 8,000 | 0,832 | 91,000 | 29,211 | 11,000 | 1,793 | 53,26 | |
| 2-5-76 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 77,000 | 12,551 | 12,551 | |
| 2-8-75 | 127,000 | 52,324 | 20,000 | 2,080 | 11,000 | 3,531 | 14,000 | 2,282 | 60,217 | 60,217 |
| 31-7-75 | 80,000 | 32,960 | 102,000 | 10,608 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 43,568 | |
| 8-6-75 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 70,000 | 22,470 | 0,000 | 0,000 | 22,470 | |
| 14-9-75 | 30,000 | 12,360 | 13,000 | 1,352 | 52,000 | 16,692 | 79,000 | 12,877 | 43,281 | |
| 15-5-74 | 126,000 | 51,912 | 20,000 | 2,080 | 15,000 | 4,815 | 13,000 | 2,119 | 60,926 | 60,926 |
| 15-2-74 | 16,000 | 6,592 | 145,000 | 15,080 | 12,000 | 3,852 | 13,000 | 2,119 | 27,643 | |
| 18-3-74 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 90,000 | 28,890 | 0,000 | 0,000 | 28,890 | |
| 1-7-74 | 3,000 | 1,236 | 11,000 | 1,144 | 3,000 | 0,963 | 153,000 | 24,939 | 28,282 | |
| 5-2-73 | 140,000 | 57,680 | 92,000 | 9,568 | 37,000 | 11,877 | 20,000 | 3,260 | 82,385 | 82,385 |
| 11-1-73 | 8,000 | 3,296 | 150,000 | 15,600 | 0,000 | 0,000 | 13,000 | 2,119 | 21,015 | |
| 8-2-73 | 35,000 | 14,420 | 14,000 | 1,456 | 92,000 | 29,532 | 60,000 | 9,780 | 55,188 | |
| 19-10-73 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 9,000 | 2,889 | 129,000 | 21,027 | 23,916 | |
| 28-11-72 | 130,000 | 53,560 | 32,000 | 3,328 | 0,000 | 0,000 | 9,000 | 1,467 | 58,355 | 84,285 |
| 29-12-72 | 75,000 | 30,900 | 189,000 | 19,656 | 17,000 | 5,457 | 7,000 | 1,141 | 57,154 | |
| 20-1-72 | 9,000 | 3,708 | 18,000 | 1,872 | 233,000 | 74,793 | 24,000 | 3,912 | 84,285 | |
| 8-8-72 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 4,000 | 1,284 | 85,000 | 13,855 | 15,139 | |
| 14-3-71 | 133,000 | 54,796 | 12,000 | 1,248 | 102,000 | 32,742 | 40,000 | 6,520 | 95,306 | 95,306 |
| 15-8-71 | 50,000 | 20,600 | 110,000 | 11,440 | 34,000 | 10,914 | 60,000 | 9,780 | 52,734 | |
| 14-3-71 | 133,000 | 54,796 | 12,000 | 1,248 | 102,000 | 32,742 | 40,000 | 6,520 | 95,306 | |
| 30-8-71 | 0,000 | 0,000 | 5,000 | 0,520 | 42,000 | 13,482 | 145,000 | 23,635 | 37,637 | |
| 22-9-70 | 118,000 | 48,616 | 112,000 | 11,648 | 8,000 | 2,568 | 8,000 | 1,304 | 64,136 | 64,136 |
| 20-2-70 | 0,000 | 0,000 | 123,000 | 12,792 | 30,000 | 9,630 | 14,000 | 2,282 | 24,704 | |
| 29-8-70 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 119,000 | 38,199 | 0,000 | 0,000 | 38,199 | |
| 22-5-70 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 142,000 | 23,146 | 23,146 | |
| 9-7-69 | 97,000 | 39,964 | 12,000 | 1,248 | 73,000 | 23,433 | 29,000 | 4,727 | 69,372 | 81,742 |
| 9-4-69 | 29,000 | 11,948 | 180,000 | 18,720 | 119,000 | 38,199 | 0,000 | 0,000 | 68,867 | |
| 4-1-69 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 245,000 | 78,645 | 19,000 | 3,097 | 81,742 | |
| 22-3-69 | 0,000 | 0,000 | 93,000 | 9,672 | 0,000 | 0,000 | 129,000 | 21,027 | 30,699 | |

lanjutan

| KEJADIAN | NAMA STA : JASINGA | | NAMA STA : TOBE | | NAMA STA : DIGUDEG | | NAMA STA : CIANTEN | | TOTAL | MAX (40) |
|----------|--------------------------------|-------------|-------------------------------|-------------|-------------------------------|-------------|-------------------------------|-------------|--------|---------------|
| | A = 115,36 KM2 KDEF = 0,412 | | A = 29,12 KM2 KDEF = 0,104 | | A = 89,88 KM2 KDEF = 0,321 | | A = 45,64 KM2 KDEF = 0,163 | | | |
| | R (mm) | R= R x KDEF | R (mm) | R= R x KDEF | R (mm) | R= R x KDEF | R (mm) | R= R x KDEF | | |
| 13-5-59 | 122,000 | 50,264 | 24,000 | 2,496 | 10,000 | 3,210 | 6,000 | 0,978 | 56,948 | 96,300 |
| 7-5-59 | 10,000 | 4,120 | 174,000 | 18,096 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 22,216 | |
| 9-11-59 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 300,000 | 96,300 | 0,000 | 0,000 | 96,300 | |
| 9-5-59 | 0,000 | 0,000 | 6,000 | 0,624 | 0,000 | 0,000 | 95,000 | 15,485 | 16,109 | |

3.2.2. Perhitungan Curah Hujan Dengan Periode Ulang

Untuk menghitung besarnya curah hujan dengan periode ulang tertentu, dipakai Rumus Gumbel, sebagai berikut :

$$X_T = \bar{X} + \sigma \cdot K$$

dimana :

X_T = Probabilitas curah hujan harian maksimum dalam T tahun.

\bar{X} = Rata-rata curah hujan selama tahun pengamatan (mm).

σ = Standart deviasi dari data seri.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N - 1}}$$

K = Faktor frekwensi yang merupakan fungsi dari masa ulang dan type distribusinya.

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n}$$

Y_T = Reduced variate yang merupakan fungsi dari masa ulang T .

Y_n = Reduced mean yang merupakan fungsi dari banyaknya data (n).

S_n = Reduced standard deviasi yang merupakan fungsi dari banyaknya data (n).

Langkah-langkah perhitungan dengan menggunakan rumus gumbel adalah sebagai berikut :

1. Hasil perhitungan dari tabel 3.2 disusun menurut rankingnya, yaitu dari yang besar ke yang kecil seperti pada tabel 3.3.

Ranking curah hujan
tabel : 3.3 harian maksimum

| Ranking no. | Tanggal kejadian | Besarnya hujan (mm) |
|-------------|------------------|---------------------|
| 1 | 25-12-81 | 100,940 |
| 2 | 9-11-59 | 96,300 |
| 3 | 14-3-71 | 95,306 |
| 4 | 4-4-83 | 92,103 |
| 5 | 15-1-85 | 91,586 |
| 6 | 2-5-61 | 85,670 |
| 7 | 20-1-72 | 84,285 |
| 8 | 5-2-73 | 82,385 |
| 9 | 4-1-69 | 81,742 |
| 10 | 1-8-76 | 75,701 |
| 11 | 18-3-62 | 73,707 |
| 12 | 3-9-60 | 69,463 |
| 13 | 24-4-82 | 68,743 |
| 14 | 15-8-68 | 65,171 |
| 15 | 22-9-70 | 64,136 |
| 16 | 15-5-74 | 60,926 |
| 17 | 19-8-78 | 60,430 |
| 18 | 2-8-75 | 60,217 |
| 19 | 4-12-80 | 59,186 |
| 20 | 9-2-64 | 57,034 |
| 21 | 4-2-66 | 56,817 |
| 22 | 23-1-63 | 55,981 |
| 23 | 3-10-79 | 55,417 |
| 24 | 12-8-84 | 54,527 |
| 25 | 19-4-77 | 54,142 |
| 26 | 5-12-65 | 51,263 |
| 27 | 27-11-67 | 50,088 |

2. Kemudian diadakan perhitungan-perhitungan seperti pada tabel 3.4.

3. Dari tabel 3.4. dapat diketahui :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N - 1}} = 15,763$$

Banyaknya tahun pengamatan = 27, maka dari tabel reduced standart deviasi (S_n) dan reduced mean (Y_n) adalah :

$$S_n = 1,1004$$

$$Y_n = 0,5332$$

Sedangkan harga reduced variate (Y_T) untuk periode ulang tertentu dapat dilihat pada tabel 3.7.

Misalnya untuk mencari periode ulang 100 tahun, harga $Y_T = 4,6001$, sehingga :

$$X_T = \bar{X} + \sigma \cdot K$$

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n}$$

$$X_{100} = 70,491 + 15,76300 \cdot \frac{4,6001 - 0,5332}{1,1004}$$

$$X_{100} = 128,7485 \text{ mm.}$$

Hasil selanjutnya dari beberapa periode ulang tertentu dapat dilihat pada tabel 3.8.

Tabel : 3.4 Perhitungan tinggi hujan rencana

| No. | Tanggal kejadian | X | X_{rata}^2 | (3)-(4) | (5)*(5) | X^2 |
|-----|------------------|-------------------------|--------------|---------|-------------------------|---------------------------|
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) |
| 1 | 25-12-81 | 100,840 | 70,491 | 30,449 | 927,142 | 10.188,884 |
| 2 | 9-11-59 | 96,300 | 70,491 | 25,809 | 666,104 | 9.273,690 |
| 3 | 14-3-71 | 95,306 | 70,491 | 24,815 | 615,784 | 9.083,234 |
| 4 | 4-4-83 | 92,103 | 70,491 | 21,612 | 467,079 | 8.482,963 |
| 5 | 15-1-85 | 91,586 | 70,491 | 21,095 | 444,989 | 8.387,985 |
| 6 | 2-5-61 | 85,670 | 70,491 | 15,179 | 230,402 | 7.339,349 |
| 7 | 20-1-72 | 84,265 | 70,491 | 13,794 | 190,274 | 7.103,961 |
| 8 | 5-2-73 | 82,385 | 70,491 | 11,894 | 141,467 | 6.787,288 |
| 9 | 4-1-68 | 81,742 | 70,491 | 11,251 | 126,585 | 6.681,755 |
| 10 | 1-8-76 | 75,701 | 70,491 | 5,21 | 27,144 | 5.730,641 |
| 11 | 16-3-62 | 73,707 | 70,491 | 3,216 | 10,343 | 5.432,722 |
| 12 | 3-9-60 | 69,463 | 70,491 | -1,028 | 1,057 | 4.825,108 |
| 13 | 24-4-82 | 68,743 | 70,491 | -1,748 | 3,056 | 4.725,600 |
| 14 | 15-8-68 | 65,171 | 70,491 | -5,32 | 28,302 | 4.247,259 |
| 15 | 22-8-70 | 64,136 | 70,491 | -6,355 | 40,386 | 4.113,426 |
| 16 | 15-5-74 | 60,826 | 70,491 | -9,565 | 91,489 | 3.711,877 |
| 17 | 18-8-78 | 60,430 | 70,491 | -10,061 | 101,224 | 3.651,785 |
| 18 | 2-8-75 | 60,217 | 70,491 | -10,274 | 105,555 | 3.626,087 |
| 19 | 4-12-80 | 58,166 | 70,491 | -11,325 | 128,256 | 3.500,616 |
| 20 | 8-2-64 | 57,034 | 70,491 | -13,457 | 181,091 | 3.252,877 |
| 21 | 4-2-66 | 56,817 | 70,491 | -13,674 | 186,978 | 3.228,171 |
| 22 | 23-1-63 | 55,881 | 70,491 | -14,51 | 210,540 | 3.133,872 |
| 23 | 3-10-79 | 55,417 | 70,491 | -15,074 | 227,225 | 3.071,044 |
| 24 | 12-8-84 | 54,527 | 70,491 | -15,964 | 254,849 | 2.973,194 |
| 25 | 19-4-77 | 54,142 | 70,491 | -16,348 | 267,290 | 2.931,356 |
| 26 | 5-12-65 | 51,263 | 70,491 | -19,228 | 369,716 | 2.627,895 |
| 27 | 27-11-67 | 50,088 | 70,491 | -20,403 | 416,282 | 2.508,808 |
| | | $\Sigma =$ 1.903,246 | | | $\Sigma =$ 6.460,620 | $\Sigma =$ 140.621,558 |

tabel : 3.5

REDUCED MEAN Y_n

| n | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 10 | 0.4952 | 0.4996 | 0.5035 | 0.5070 | 0.5100 | 0.5128 | 0.5157 | 0.5181 | 0.5202 | 0.5220 |
| 20 | 0.5236 | 0.5252 | 0.5268 | 0.5283 | 0.5296 | 0.5308 | 0.5320 | 0.5332 | 0.5343 | 0.5353 |
| 30 | 0.5362 | 0.5371 | 0.5380 | 0.5388 | 0.5396 | 0.5402 | 0.5410 | 0.5418 | 0.5424 | 0.5430 |
| 40 | 0.5436 | 0.5442 | 0.5448 | 0.5453 | 0.5458 | 0.5463 | 0.5468 | 0.5473 | 0.5477 | 0.5481 |
| 50 | 0.5485 | 0.5489 | 0.5493 | 0.5497 | 0.5501 | 0.5504 | 0.5508 | 0.5511 | 0.5515 | 0.5518 |
| 60 | 0.5521 | 0.5524 | 0.5527 | 0.5530 | 0.5533 | 0.5535 | 0.5538 | 0.5540 | 0.5543 | 0.5545 |
| 70 | 0.5548 | 0.5550 | 0.5552 | 0.5555 | 0.5557 | 0.5559 | 0.5561 | 0.5563 | 0.5565 | 0.5567 |
| 80 | 0.5569 | 0.5570 | 0.5572 | 0.5574 | 0.5576 | 0.5578 | 0.5580 | 0.5581 | 0.5583 | 0.5585 |
| 90 | 0.5586 | 0.5587 | 0.5589 | 0.5591 | 0.5592 | 0.5593 | 0.5595 | 0.5596 | 0.5598 | 0.5599 |
| 100 | 0.5600 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

UMBER : Diktat Kuliah HIDROLOGI I, Ir. M. Sholeh

tabel : 3.6

REDUCED STANDARD DEVIATION S_n

| n | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 10 | 0.9496 | 0.9676 | 0.9833 | 0.9971 | 1.0095 | 1.0206 | 1.0316 | 1.0411 | 1.0493 | 1.0565 |
| 20 | 1.0628 | 1.0686 | 1.0754 | 1.0811 | 1.0864 | 1.0915 | 1.0961 | 1.1004 | 1.1047 | 1.1086 |
| 30 | 1.1124 | 1.1159 | 1.1193 | 1.1226 | 1.1255 | 1.1285 | 1.1313 | 1.1339 | 1.1363 | 1.1388 |
| 40 | 1.1413 | 1.1436 | 1.1458 | 1.1480 | 1.1498 | 1.1519 | 1.1538 | 1.1557 | 1.1574 | 1.1590 |
| 50 | 1.1607 | 1.1623 | 1.1638 | 1.1658 | 1.1667 | 1.1681 | 1.1696 | 1.1708 | 1.1721 | 1.1734 |
| 60 | 1.1747 | 1.1759 | 1.1770 | 1.1782 | 1.1793 | 1.1803 | 1.1814 | 1.1824 | 1.1834 | 1.1844 |
| 70 | 1.1854 | 1.1863 | 1.1873 | 1.1881 | 1.1890 | 1.1898 | 1.1906 | 1.1915 | 1.1923 | 1.1930 |
| 80 | 1.1938 | 1.1945 | 1.1953 | 1.1959 | 1.1967 | 1.1973 | 1.1980 | 1.1987 | 1.1994 | 1.2001 |
| 90 | 1.2007 | 1.2013 | 1.2020 | 1.2026 | 1.2032 | 1.2038 | 1.2044 | 1.2049 | 1.2055 | 1.2060 |
| 100 | 1.2065 | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

UMBER : Diktat Kuliah HIDROLOGI I, Ir. M. Sholeh

RETURN PERIODE A FUNCTION
OF REDUCED VARIATE

Tabel : 3.7

| Return Period, Years | Reduced Variate |
|----------------------|-----------------|
| 2 | 0.3685 |
| 5 | 1.4999 |
| 10 | 2.2502 |
| 20 | 2.9606 |
| 25 | 3.1985 |
| 50 | 3.9019 |
| 100 | 4.6001 |
| 200 | 5.2960 |
| 500 | 6.2140 |
| 1000 | 6.9190 |
| 5000 | 8.5390 |
| 10000 | 9.9210 |

SUMBER : Banjir Rencana Untuk PBA
Ir. Joearon Loebis, M.Eng

Hasil Perhitungan Tinggi Hujan dari
Tabel : 3.8 Beberapa Periode Ulang Dengan Metode Gumbel

| Periode Ulang (T tahun) | Y_T | K | X (mm) | X_T (mm) |
|------------------------------|--------|--------|-----------|---------------|
| 10 | 2,2502 | 1,5803 | 70,491 | 95,0867 |
| 20 | 2,9606 | 2,2060 | 70,491 | 105,2630 |
| 50 | 3,9019 | 3,0613 | 70,491 | 118,7469 |
| 100 | 4,6001 | 3,6958 | 70,491 | 128,7485 |
| 200 | 5,2960 | 4,3282 | 70,491 | 138,7171 |
| 500 | 6,2140 | 5,1625 | 70,491 | 151,8673 |
| 1.000 | 6,9190 | 5,8032 | 70,491 | 161,9662 |

3.2.3. Uji Kesesuaian Frekwensi Gumbel

Pemeriksaan uji kesesuaian (check of goodness of fit) dimaksudkan untuk mengetahui bahwa data curah hujan rata-rata maksimum daerah yang dipakai sebagai dasar perhitungan banjir, benar-benar berdistribusi secara gumbel. Untuk pengujian ini digunakan metode Smirnov - Kolmogorov.

Untuk mengadakan pemeriksaan uji tersebut terlebih dahulu harus diadakan plotting data dari hasil pengamatan pada kertas probabilitas Gumbel dengan garis durasi yang sesuai. Plotting data dengan garis durasi pada kertas probabilitas Gumbel dilakukan sebagai berikut :

- Data curah hujan harian maksimum tahunan disusun dari yang kecil sampai yang besar.
- Probabilitas dihitung dengan persamaan Weibull :

$$P = \frac{100 \cdot m}{n + 1} \% \quad \text{dimana :}$$

P = Probabilitas (%).
 m = nomor urut data seri yang telah disusun.
 n = banyaknya data.

Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 3.10..

- Probabilitas (P) dengan curah hujan (X_i) diatas, kemudian diplotkan ke dalam kertas probabilitas Gumbel, seperti ditunjukkan pada gambar 3.2.

Pengujian dilanjutkan dengan metode Smirnov - Kolmogorov untuk memberikan keyakinan kepada kita bahwa data tersebut akan berdistribusi secara Gumbel.

Bila terbukti bahwa $\Delta < \Delta_{cr}$, maka berarti hipotesa dapat diterima atau data-data yang dipergunakan tersebut berdistribusi secara Gumbel sehingga perhitungan curah hujan rencana dapat dipakai. Besarnya harga Δ_{cr} dapat dilihat seperti tabel berikut :

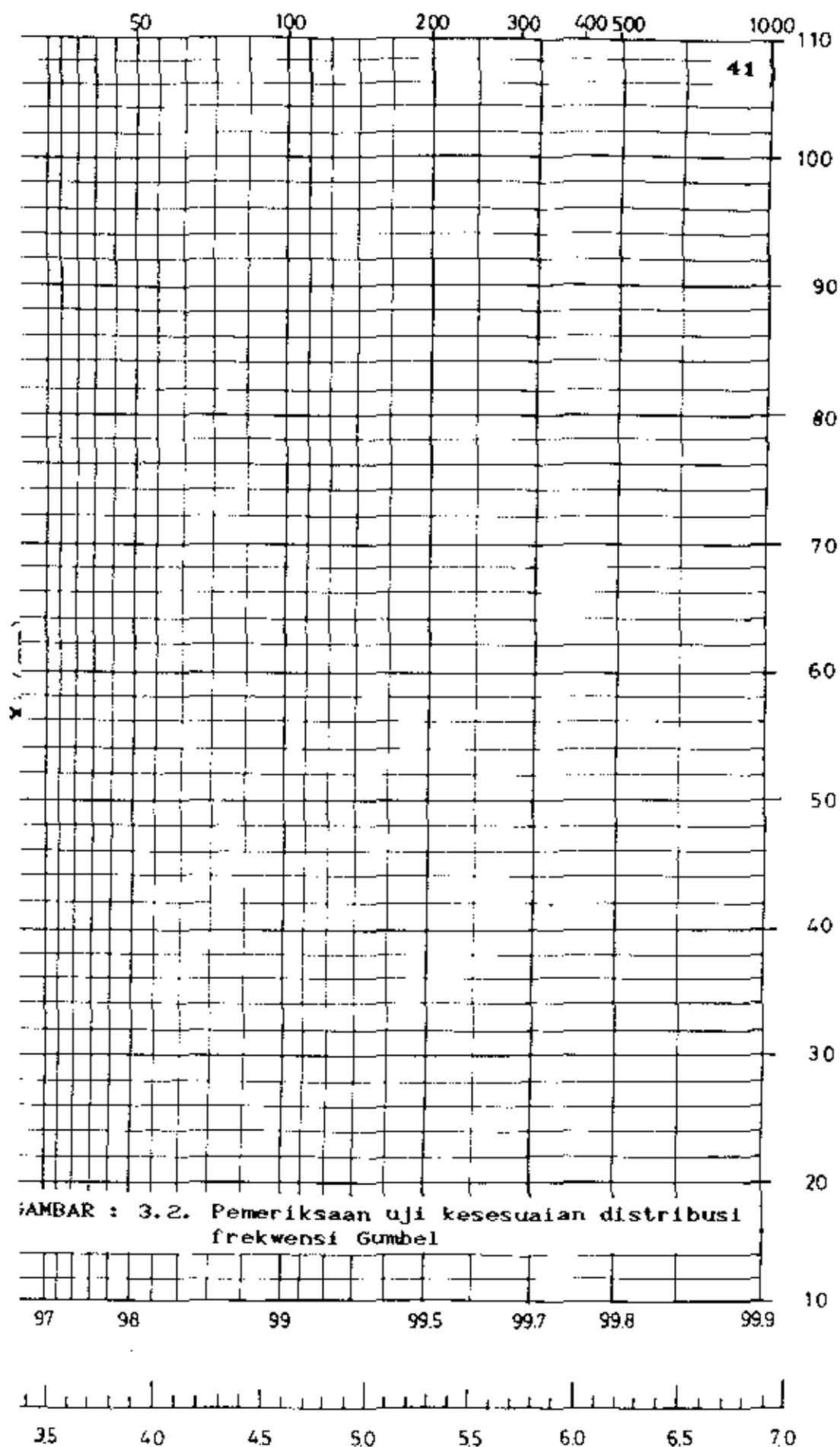
Tabel : 3.9 Harga $\Delta\sigma$ Untuk Smirnov - Kolmogorov

| α n | 0,20 | 0,10 | 0,05 | 0,01 |
|---------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 5 | 0.45 | 0.51 | 0.56 | 0.67 |
| 10 | 0.32 | 0.37 | 0.41 | 0.49 |
| 15 | 0.27 | 0.30 | 0.34 | 0.40 |
| 20 | 0.23 | 0.26 | 0.29 | 0.36 |
| 25 | 0.21 | 0.24 | 0.27 | 0.32 |
| 30 | 0.19 | 0.22 | 0.24 | 0.29 |
| 35 | 0.18 | 0.20 | 0.23 | 0.27 |
| 40 | 0.17 | 0.19 | 0.21 | 0.25 |
| 45 | 0.16 | 0.18 | 0.20 | 0.24 |
| 50 | 0.15 | 0.17 | 0.19 | 0.23 |
| n > 50 | $\frac{1.07}{\sqrt{n}}$ | $\frac{1.22}{\sqrt{n}}$ | $\frac{1.36}{\sqrt{n}}$ | $\frac{1.63}{\sqrt{n}}$ |

Sumber: Sri Harto BR, Ir. Dipl. HE, MENGENAL DASAR HIDROLOGI TERAPAN

Tabel : 3.10 Probabilitas data hujan

| m | $P = \frac{100 \text{ m}}{n + 1} \%$ | $X_i = R \text{ (mm)}$ |
|----|--------------------------------------|--------------------------|
| 1 | 3,571 | 50,088 |
| 2 | 7,143 | 51,263 |
| 3 | 10,714 | 54,142 |
| 4 | 14,286 | 54,527 |
| 5 | 17,857 | 55,417 |
| 6 | 21,429 | 55,981 |
| 7 | 25,000 | 56,817 |
| 8 | 28,571 | 57,034 |
| 9 | 32,143 | 59,166 |
| 10 | 35,714 | 60,217 |
| 11 | 39,286 | 60,430 |
| 12 | 42,857 | 60,826 |
| 13 | 46,429 | 64,136 |
| 14 | 50,000 | 65,171 |
| 15 | 53,571 | 68,743 |
| 16 | 57,143 | 69,463 |
| 17 | 60,714 | 73,707 |
| 18 | 64,286 | 75,701 |
| 19 | 67,857 | 81,742 |
| 20 | 71,429 | 82,385 |
| 21 | 75,000 | 84,285 |
| 22 | 78,571 | 85,670 |
| 23 | 82,143 | 91,586 |
| 24 | 85,714 | 92,103 |
| 25 | 89,286 | 95,306 |
| 26 | 92,857 | 96,300 |
| 27 | 96,429 | 100,840 |



tabel 3.11 Perhitungan selisih probabilitas

| m | DATA Xi (mm) | Probabilitas Distribusi Empiris (Pe) (%) | Probabilitas Distribusi Teoritis (Pt) (%) | $\Delta = Pe - Pt $ (%) |
|----|-------------------|---|--|-------------------------------|
| 1 | 50,088 | 3,571 | 12,10 | 8,529 |
| 2 | 51,263 | 7,143 | 14,32 | 7,177 |
| 3 | 54,142 | 10,714 | 19,86 | 9,146 |
| 4 | 54,527 | 14,286 | 21,78 | 7,484 |
| 5 | 55,417 | 17,857 | 22,16 | 4,303 |
| 6 | 55,981 | 21,428 | 24,19 | 2,761 |
| 7 | 56,817 | 25,000 | 26,38 | 1,380 |
| 8 | 57,034 | 28,571 | 26,09 | 2,481 |
| 9 | 59,166 | 32,143 | 32,00 | 0,143 |
| 10 | 60,217 | 35,714 | 33,93 | 1,784 |
| 11 | 60,430 | 39,286 | 34,05 | 5,236 |
| 12 | 60,826 | 42,857 | 37,12 | 5,737 |
| 13 | 64,136 | 46,428 | 44,00 | 2,428 |
| 14 | 65,171 | 50,000 | 46,34 | 3,660 |
| 15 | 68,743 | 53,571 | 54,00 | 0,429 |
| 16 | 68,463 | 57,143 | 55,89 | 1,253 |
| 17 | 73,707 | 60,714 | 62,31 | 1,586 |
| 18 | 75,701 | 64,286 | 66,52 | 2,234 |
| 19 | 81,742 | 67,857 | 76,15 | 8,293 |
| 20 | 82,385 | 71,428 | 77,86 | 6,431 |
| 21 | 84,285 | 75,000 | 80,38 | 5,380 |
| 22 | 85,670 | 78,571 | 82,22 | 3,649 |
| 23 | 91,586 | 82,143 | 87,15 | 5,007 |
| 24 | 92,103 | 85,714 | 88,13 | 2,416 |
| 25 | 95,306 | 89,286 | 89,98 | 0,694 |
| 26 | 96,300 | 92,857 | 90,87 | 1,987 |
| 27 | 100,940 | 96,429 | 93,15 | 3,278 |

Cara pengujian :

Banyaknya data = 27

Taraf signifikansi (α) = 5 % (ditentukan), yang berarti bahwa kira-kira 5 % dari tiap 100 kesimpulan akan menolak hipotesa yang seharusnya diterima, atau dengan kata lain kira-kira 95 % kesimpulan data kita benar.

$$\left. \begin{array}{l} n = 27 \\ \alpha = 5 \% \end{array} \right\} \text{ diperoleh } \Delta_{cr} = 0,258$$

Dari pemeriksaan grafis diperoleh perbedaan probabilitas maksimum (Δ_{max}) antara distribusi empiris dan distribusi secara teoritis seperti pada tabel 3.11.

Sehingga didapat : $\Delta_{max} = 9,146 \% = 0,09146$

sedangkan $\Delta_{cr} = 0,258 \longrightarrow \Delta_{max} < \Delta_{cr} \longrightarrow$ berdistribusi secara Gumbel.

3.2.4. Distribusi Hujan Jam - jaman

Oleh karena tak tersedianya data mengenai pola pembagian hujan yang diselidiki di stasiun pencatat hujan, maka diasumsikan bahwa hujan harian yang terjadi adalah terpusat selama 5 (lima) jam sehari.

Perhitungan curah hujan tiap jamnya dihitung dengan rumus Mononobe sebagai berikut :

- Perhitungan rata-rata hujan sampai jam ke t

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{t} \right)^{2/3}$$

- Perhitungan tinggi hujan pada jam ke t

$$R_t' = t \cdot R_t - (t - 1) R_{t-1}$$

dimana :

R_t = rata-rata hujan sampai jam ke t (jam)

R_{24} = tinggi hujan dalam 24 jam (mm)

R_t' = tinggi hujan pada jam ke t (mm)

t = waktu hujan (jam)

Hasil perhitungan distribusi curah hujan jam-jaman dapat dilihat pada tabel berikut :

tabel : 3.12

Distribusi hujan 5 jam

| Jam ke | R_t | $R_{(t-1)}$ | R_t' | Prosentase % |
|--------|-----------------|-----------------|-----------------|--------------|
| 0 - 1 | 0,5848 R_{24} | 0,00 | 0,5848 R_{24} | 58,48 |
| 1 - 2 | 0,3684 R_{24} | 0,5848 R_{24} | 0,1520 R_{24} | 15,20 |
| 2 - 3 | 0,2811 R_{24} | 0,3684 R_{24} | 0,1066 R_{24} | 10,66 |
| 3 - 4 | 0,2321 R_{24} | 0,2811 R_{24} | 0,0850 R_{24} | 8,50 |
| 4 - 5 | 0,20 R_{24} | 0,2321 R_{24} | 0,0716 R_{24} | 7,16 |

3.2.5. Distribusi Hujan Efektif

Curah hujan efektif adalah tinggi hujan yang menyebabkan debit aliran langsung (run off) atau dengan kata lain curah hujan efektif yaitu tinggi hujan setelah dikurangi kehilangan-kehilangan akibat penguapan, resapan disepanjang daerah pengaliran dan lain-lain. Faktor yang menyebabkan kehilangan-kehilangan tersebut disebut run off koefisien (α).

Run off koefisien (koefisien pengaliran) untuk masing-masing daerah tentunya tidak sama tergantung pada kondisi daerah pengalirannya (faktor topografi daerah) serta karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut.

Koefisien pengaliran pada daerah aliran sungai Tanjung ditentukan berdasarkan studi mengenai karakteristik hujan yang jatuh di daerah tangkapan dengan hubungannya terhadap luas daerah pengalirannya yang besarnya merupakan harga rata-rata dari penyelidikan yang pernah dilakukan, yaitu sebesar $\alpha = 0,608$.

Tinggi hujan efektif dirumuskan sebagai berikut :

$R_{eff} = \alpha \cdot R$, dimana :

R_{eff} = curah hujan efektif (mm)

α = koefisien pengaliran = 0,609

R = curah hujan rencana (mm)

Hasil perhitungan hujan efektif pada daerah aliran sungai bendungan Tanjung ditabelkan sebagai berikut :

Tabel : 3.13 Hujan efektif dgn beberapa periode ulang

| Periode Ulang (T tahun) | Curah Hujan Renc. (mm) | Reff (mm) |
|------------------------------|-----------------------------|----------------|
| 10 | 95,0867 | 57,91 |
| 20 | 105,2630 | 64,11 |
| 50 | 118,7469 | 72,32 |
| 100 | 128,7485 | 78,41 |
| 200 | 138,7171 | 84,48 |
| 500 | 151,8673 | 92,48 |
| 1000 | 161,9862 | 98,64 |

Tabel : 3.14 Distribusi hujan efektif tiap jam

| Waktu (jam) | Ratio % | HUJAN JAM - JAMAN | | | | |
|------------------------------|------------|-------------------|----------|----------|----------|----------|
| | | PERIODE ULANG | | | | |
| | | 10 Th | 20 Th | 50 Th | 100 Th | 1000 Th |
| 1 | 58,48 | 33,87 | 37,49 | 42,28 | 45,85 | 57,68 |
| 2 | 15,20 | 8,80 | 9,74 | 10,99 | 11,92 | 14,99 |
| 3 | 10,66 | 6,17 | 6,83 | 7,71 | 8,36 | 10,52 |
| 4 | 8,50 | 4,82 | 5,45 | 6,15 | 6,66 | 8,38 |
| 5 | 7,16 | 4,15 | 4,58 | 5,18 | 5,61 | 7,06 |
| Hujan efektif | | 57,91 | 64,11 | 72,32 | 78,41 | 98,64 |
| Koefisien R.O | | 0,609 | 0,609 | 0,609 | 0,609 | 0,609 |
| Probabilitas hujan harian | | 95,0867 | 105,2630 | 118,7469 | 128,7485 | 161,9862 |

2.3.6. Aliran Dasar

Base flow (aliran dasar) adalah debit sungai (aliran dalam sungai) yang selama periode tidak ada hujan dan tidak ada limpasan permukaan.

Tabel : 3.10.

DATA DEBIT TAHUNAN

| TAHUN | Q minimum (m ³ /det) | Q rata-rata (m ³ /det) |
|---------------|--------------------------------------|--|
| 1965 | 9,2 | 17,8 |
| 1966 | 9,2 | 17,5 |
| 1967 | 7,4 | 16,5 |
| 1968 | 10,1 | 20,3 |
| 1969 | 5,6 | 15,6 |
| 1970 | 11,3 | 20,4 |
| 1971 | 5,5 | 15,5 |
| 1972 | 1,1 | 17,8 |
| 1973 | 10,3 | 22,6 |
| 1974 | 8,4 | 19,5 |
| 1975 | 11,4 | 17,4 |
| 1976 | 4,7 | 15,6 |
| 1977 | 6,8 | 15,8 |
| 1978 | 13,8 | 18,2 |
| 1979 | 12,2 | 22,5 |
| 1980 | 10,8 | 22,2 |
| 1981 | 14,9 | 21,4 |
| 1982 | 2,8 | 21,3 |
| 1983 | 4,5 | 18,1 |
| 1984 | 15,8 | 22,5 |
| Rata - rata = | 8,795 | 19,017 |

Dari perhitungan tabel diatas, besar aliran dasar (base flow) sungai cidurian = 8,795 m³/det.

3.3. PERHITUNGAN DEBIT BANJIR RENCANA

Untuk menganalisa debit banjir rencana pada studi ini dipakai 2 (dua) metode yaitu :

1. Metode Rational
2. Metode unit hidrograf Nakayasu

A. METODE RATIONAL

Untuk menghitung kecepatan perambatan banjir dipergunakan perumusan Dr.Rhiza sebagai berikut :

$$V = 72 \left(\frac{H}{L} \right)^{0,6}, \text{ dimana :}$$

H = beda tinggi antara ujung hulu sungai (mata air) sampai dengan titik pengamatan (km).

L = panjang sungai (km).

V = kecepatan perambatan banjir (km/jam).

Perhitungan : diketahui H = 1.574 m = 1,574 km

L = 58,13 km

$$\text{sehingga didapat : } V = 72 \left(\frac{1,574}{58,13} \right)^{0,6} \\ = 8,258 \text{ km/jam}$$

Dalam perhitungan ini dianggap bahwa periode hujan yang akan menyebabkan debit banjir adalah sama dengan waktu konsentrasi. Untuk menghitung waktu konsentrasi dipergunakan perumusan sebagai berikut :

$$t = \frac{L}{V} , \text{ dimana :}$$

L = panjang sungai (km)

V = kecepatan perambatan banjir

t = waktu konsentrasi / waktu perambatan banjir (jam)

Perhitungan : diketahui L = 58,13 km

V = 8,258 km/jam

$$\text{sehingga didapat : } t = \frac{58,13}{8,258} = 7,039 \text{ jam}$$

Menghitung Intensitas Curah Hujan :

Waktu konsentrasi yang didapat = 7,039 jam (< 24 jam), maka untuk menghitung intensitas curah hujan selama waktu konsentrasi, dipergunakan hujan per etmal.

Untuk itu dipergunakan perumusan dari Dr.Mononobe sebagai berikut :

$$I = \frac{Rx}{24} \cdot \left(\frac{24}{t} \right)^{2/3} , \text{ dimana :}$$

I = Intensitas hujan selama waktu konsentrasi (mm/jam)

t = lama waktu konsentrasi

R_x = hujan harian maksimum

$$I = \frac{R_x}{24} \left(\frac{24}{7,039} \right)^{2/3} = 0,094 R_x$$

Untuk menghitung debit banjir rencana dipergunakan perumusan Rational sebagai berikut :

$$Q = 1/3,6 \cdot \alpha \cdot I \cdot A, \text{ dimana :}$$

Q = debit banjir rencana (m^3/det)

α = run off koefisien / koefisien pengaliran

I = Intensitas hujan selama waktu konsentrasi
(mm/jam)

A = luas daerah pengaliran (km^2)

$$\begin{aligned} Q &= 0,278 \cdot \alpha \cdot I \cdot A \\ &= 0,278 \cdot 0,609 \cdot I \cdot 280 \\ &= 47,405 \cdot I \end{aligned}$$

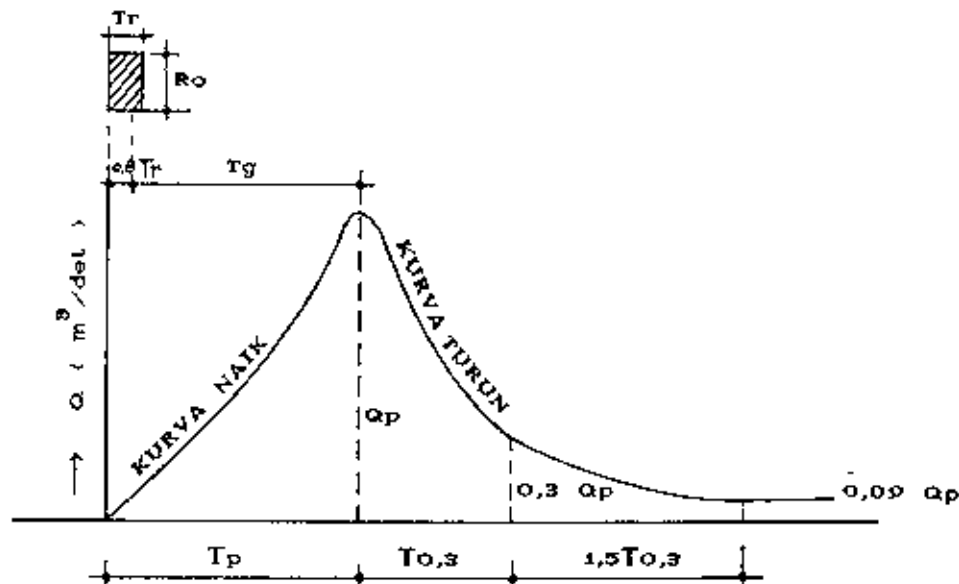
Hasil perhitungan debit banjir rencana dan intensitas hujan selama waktu konsentrasi untuk beberapa periode ulang ditabelkan sebagai berikut :

tabel : 2.17 Debit Banjir Rencana Metode Rational

| Keterangan | Periode Ulang | | | | |
|--|---------------|---------|---------|---------|---------|
| | 10 Th | 20 Th | 50 Th | 100 Th | 1000 Th |
| Hujan harian max. $R = R_x$ (mm) | 95,087 | 105,263 | 118,747 | 128,749 | 161,966 |
| Intensitas hujan $I = 0,094 R_x$ ($\frac{mm}{jam}$) | 8,938 | 9,895 | 11,162 | 12,102 | 15,225 |
| Debit banjir renc. (m^3/det) $Q = 47,405 \cdot I$ | 423,71 | 489,07 | 529,13 | 573,70 | 721,74 |

B. METODE HIDROGRAF SATUAN NAKAYASU

Bentuk dari hidrograf banjirnya dinyatakan dalam bentuk kurva sebagai berikut :



Sedangkan bentuk kurvanya dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \cdot \frac{A \cdot R_o}{(0,3 T_p + T_{0,3})} \quad (\text{m}^3/\text{det})$$

1. Untuk kurva/lengkung naik dimana : $0 < t < T_p$ berlaku rumus sebagai berikut :

$$Q_d = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \quad (\text{m}^3/\text{det})$$

2. Untuk kurva turun dimana : $t > T_p$, dibedakan beberapa batasan sebagai berikut :

- a. Untuk $T_p < t \leq (T_p + T_{0,3})$, maka :

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - T_p}{T_{0,3}} \right)$$

- b. Untuk $(T_p + T_{0,3}) < t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$, maka :

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}} \right)$$

- c. Untuk : $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$, maka :

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - T_p + 1,5 T_{0,3}}{2 \cdot T_{0,3}} \right)$$

Untuk mendapatkan parameter-parameternya dipergunakan perumusan sebagai berikut :

$$T_g = 0,4 + 0,058 L \text{ (jam)} \longrightarrow \text{untuk : } L > 15 \text{ km}$$

$$T_g = 0,21 L^{0,7} \longrightarrow \text{untuk : } L < 15 \text{ Km}$$

$$T_{0,3} = \alpha \cdot T_g$$

$$T_p = T_g + 0,8 T_r$$

dimana :

A = luas daerah pengaliran (km^2)

R_e = hujan efektif dalam unit waktu (mm)

T_p = waktu dari permulaan banjir sampai puncak banjir
(jam)

T_g = time lag, yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak (jam)

$T_{0,3}$ = waktu dari puncak banjir sampai 0,3 kali debit puncak (jam)

T_r = satuan waktu curah hujan (jam), disini = 1 jam

α = suatu koefisien dari Nakayasu, berkisar antara 1,5 sampai 3,5

L = panjang maksimum aliran sungai (km)

Q_p = debit puncak banjir (m^3/det)

Q_a = debit sebelum mencapai puncak (m^3/det)

Q_d = debit sesudah mencapai puncak atau pada saat turun

t = waktu (jam)

Langkah perhitungannya sebagai berikut :

a). Dari data topografi : Luas DAS = 280 km^2

L = panjang sungai = 58,13 km

L > 15 km, berlaku rumus : $T_g = 0,4 + 0,058 \cdot L$

$$T_g = 0,4 + 0,058 \cdot 58,13$$

$$= 3,77 \text{ jam}$$

$$b). T_{0,9} = \alpha \cdot T_g \text{ (} \alpha \text{ diambil } = 2 \text{)}$$

$$= 2 \cdot 3,77 = 7,54 \text{ jam}$$

$$c). T_p = T_g + 0,8 T_r \text{ (} T_r = \text{ satuan waktu hujan } = 1 \text{ jam)}$$

$$= 3,77 + 0,8 \cdot 1 = 4,57 \text{ jam}$$

$$d). Q_p = \frac{1}{3,6} \cdot \frac{A \cdot R_o}{(0,3 T_p + T_{0,9})} \quad (\text{ m}^3/\text{det})$$

$$= \frac{1}{3,6} \cdot \frac{280 \cdot R_o}{(0,3 \cdot 4,57 + 7,54)} = 8,73 R_o$$

e). Untuk kurva naik, dimana $0 < t < T_p$

$$Q_a = Q_p \cdot \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \quad (\text{ m}^3/\text{det})$$

$$= 8,73 R_o \left(\frac{t}{4,57} \right)^{2,4}$$

Hasil perhitungannya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel : 3.18

| t | $\left(\frac{t}{4,57} \right)^{2,4}$ | Q_a |
|------|---------------------------------------|-------------|
| 1 | 0,0261 | 0,228 R_o |
| 2 | 0,1376 | 1,201 R_o |
| 3 | 0,3642 | 3,179 R_o |
| 4 | 0,7263 | 6,341 R_o |
| 4,57 | 1,00 | 8,73 R_o |

f). Untuk kurva turun, dimana $t > T_p$

$$1. T_p < t \leq (T_p + T_{0,9})$$

$$4,57 < t \leq 12,11$$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - T_p}{T_{0,9}} \right)$$

$$= 8,73 R_o \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - 4,57}{7,54} \right)$$

Hasil perhitungannya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel : 3.19

| t | 0,3 pangkat ($\frac{t - 4,57}{7,54}$) | Qd |
|-------|---|----------|
| 5 | 0,834 | 8,154 Ro |
| 6 | 0,796 | 6,949 Ro |
| 7 | 0,678 | 5,919 Ro |
| 8 | 0,578 | 5,046 Ro |
| 9 | 0,493 | 4,304 Ro |
| 10 | 0,420 | 3,667 Ro |
| 11 | 0,358 | 3,125 Ro |
| 12 | 0,305 | 2,663 Ro |
| 12,11 | 0,3 | 2,618 Ro |

$$2. (T_p + T_{0,3}) < t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$$

$$12,11 < t \leq 23,42$$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{1,5 \cdot T_{0,3}} \right),$$

$$= 8,73 \text{ Ro} \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - 4,57 + 0,5 \cdot 7,54}{1,5 \cdot 7,54} \right)$$

$$= 8,73 \text{ Ro} \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - 0,8}{11,31} \right)$$

Hasil perhitungannya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel : 3.20

| t | 0,3 pangkat ($\frac{t - 0,8}{11,31}$) | Qd |
|-------|---|----------|
| 13 | 0,273 | 2,383 Ro |
| 14 | 0,245 | 2,149 Ro |
| 15 | 0,221 | 1,929 Ro |
| 16 | 0,198 | 1,728 Ro |
| 17 | 0,178 | 1,554 Ro |
| 18 | 0,160 | 1,387 Ro |
| 19 | 0,144 | 1,257 Ro |
| 20 | 0,130 | 1,135 Ro |
| 21 | 0,116 | 1,013 Ro |
| 22 | 0,105 | 0,917 Ro |
| 23 | 0,084 | 0,821 Ro |
| 23,42 | 0,08 | 0,786 Ro |

$$3. t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3})$$

$$t > 23,42$$

$$\begin{aligned}
 Q_d &= Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - T_p + 1,5 \cdot T_{0,3}}{2 \cdot T_{0,3}} \right) \\
 &= 8,73 \text{ Ro} \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - 4,57 + 1,5 \cdot 7,54}{2 \cdot 7,54} \right) \\
 &= 8,73 \text{ Ro} \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t + 6,74}{15,08} \right)
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungannya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel : 3.21

| t | 0,3 pangkat $\left(\frac{t+6,74}{15,08} \right)$ | Q_d |
|----|---|----------|
| 24 | 0,086 | 0,751 Ro |

Hasil perhitungan hidrograf banjir rencana dengan beberapa periode ulang dapat dilihat pada tabel 3.22 sampai dengan tabel 3.27. Kemudian dari tabel 3.22 sampai dengan tabel 3.27 tersebut digambarkan hidrograf banjir rencananya seperti pada gambar 3.3 dan 3.4.

Tabel : 3.22 HIDROGRAF BANJIR RENCANA 10 TAHUNAN

| JAM | UNIT HIDRF m^3/dt /mm | 0 - 1 | 1 - 2 | 2 - 3 | 3 - 4 | 4 - 5 | Q m^3/dt |
|-------|--|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|
| | | $R_0 =$ 33,87 | $R_0 =$ 8,80 | $R_0 =$ 6,17 | $R_0 =$ 4,92 | $R_0 =$ 4,15 | |
| 1 | 0,228 | 7,722 | — | — | — | — | 7,722 |
| 2 | 1,201 | 40,678 | 2,006 | — | — | — | 42,684 |
| 3 | 3,179 | 107,673 | 10,589 | 1,407 | — | — | 119,648 |
| 4 | 6,341 | 214,770 | 27,975 | 7,410 | 1,122 | — | 251,277 |
| 4,57 | 8,730 | 295,685 | 55,801 | 19,614 | 5,909 | 0,846 | 377,955 |
| 5 | 8,154 | 276,176 | 76,824 | 39,124 | 15,641 | 4,884 | 412,749 |
| 6 | 6,949 | 235,363 | 71,755 | 53,864 | 31,198 | 13,193 | 405,373 |
| 7 | 5,919 | 200,477 | 61,151 | 50,310 | 42,952 | 26,315 | 381,205 |
| 8 | 5,046 | 170,908 | 52,087 | 42,875 | 40,118 | 36,230 | 342,218 |
| 9 | 4,304 | 145,776 | 44,405 | 36,520 | 34,189 | 33,839 | 294,730 |
| 10 | 3,667 | 124,201 | 37,875 | 31,134 | 29,121 | 28,838 | 251,170 |
| 11 | 3,125 | 105,844 | 32,270 | 26,556 | 24,826 | 24,564 | 214,059 |
| 12 | 2,663 | 90,196 | 27,500 | 22,625 | 21,176 | 20,841 | 182,438 |
| 12,11 | 2,619 | 88,706 | 23,434 | 19,281 | 18,042 | 17,862 | 167,324 |
| 13 | 2,383 | 80,712 | 23,047 | 16,431 | 15,375 | 15,218 | 150,783 |
| 14 | 2,149 | 72,787 | 20,970 | 16,159 | 13,102 | 12,969 | 135,987 |
| 15 | 1,929 | 65,335 | 18,911 | 14,703 | 12,885 | 11,051 | 122,886 |
| 16 | 1,728 | 58,527 | 16,975 | 13,259 | 11,724 | 10,869 | 111,355 |
| 17 | 1,554 | 52,634 | 15,206 | 11,902 | 10,573 | 9,889 | 100,205 |
| 18 | 1,397 | 47,316 | 13,675 | 10,662 | 9,491 | 8,918 | 90,062 |
| 19 | 1,257 | 42,575 | 12,294 | 9,588 | 8,502 | 8,005 | 80,963 |
| 20 | 1,135 | 38,442 | 11,062 | 8,619 | 7,646 | 7,171 | 72,940 |
| 21 | 1,013 | 34,310 | 9,988 | 7,756 | 6,873 | 6,449 | 65,376 |
| 22 | 0,917 | 31,058 | 8,814 | 7,003 | 6,184 | 5,798 | 58,958 |
| 23 | 0,821 | 27,807 | 8,070 | 6,250 | 5,584 | 5,217 | 52,928 |
| 23,42 | 0,766 | 26,622 | 7,225 | 5,658 | 4,984 | 4,710 | 49,199 |
| 24 | 0,751 | 25,436 | 6,917 | 5,066 | 4,512 | 4,204 | 46,134 |

tabel : 9.22^a

HIDROGRAF BANJIR RENCANA 20 TAHUNAN

| JAM | UNIT HIDRF m^3/dt /mm | 0 - 1 | 1 - 2 | 2 - 3 | 3 - 4 | 4 - 5 | Q m^3/dt |
|-------|----------------------------------|---------------|--------------|--------------|--------------|--------------|---------------|
| | | Ro = 37,49 | Ro = 9,74 | Ro = 6,83 | Ro = 5,45 | Ro = 4,59 | |
| 1 | 0,228 | 8,548 | — | — | — | — | 8,548 |
| 2 | 1,201 | 45,025 | 2,221 | — | — | — | 47,246 |
| 3 | 3,179 | 118,181 | 11,698 | 1,557 | — | — | 132,436 |
| 4 | 6,341 | 237,724 | 30,983 | 8,203 | 1,243 | — | 278,133 |
| 4,57 | 8,730 | 327,288 | 61,761 | 21,713 | 6,545 | 1,047 | 418,354 |
| 5 | 8,154 | 305,693 | 85,030 | 43,309 | 17,326 | 5,513 | 456,871 |
| 6 | 6,949 | 260,518 | 79,420 | 59,626 | 34,558 | 14,592 | 448,714 |
| 7 | 5,919 | 221,903 | 67,683 | 55,692 | 47,579 | 29,105 | 421,962 |
| 8 | 5,046 | 189,175 | 57,851 | 47,462 | 44,439 | 40,071 | 378,797 |
| 9 | 4,304 | 161,357 | 49,148 | 40,427 | 37,872 | 37,427 | 326,231 |
| 10 | 3,667 | 137,476 | 41,821 | 34,464 | 32,259 | 31,896 | 278,015 |
| 11 | 3,125 | 117,156 | 35,717 | 29,396 | 27,501 | 27,168 | 236,938 |
| 12 | 2,663 | 99,836 | 30,438 | 25,046 | 23,457 | 23,181 | 201,937 |
| 12,11 | 2,619 | 98,186 | 25,938 | 21,344 | 19,885 | 19,755 | 185,208 |
| 13 | 2,383 | 89,339 | 25,509 | 18,188 | 17,031 | 16,832 | 166,899 |
| 14 | 2,149 | 80,566 | 23,210 | 17,888 | 14,513 | 14,344 | 150,521 |
| 15 | 1,929 | 72,318 | 20,931 | 16,276 | 14,274 | 12,223 | 136,022 |
| 16 | 1,728 | 64,783 | 18,788 | 14,678 | 12,987 | 12,021 | 123,257 |
| 17 | 1,554 | 58,258 | 16,831 | 13,175 | 11,712 | 10,938 | 110,915 |
| 18 | 1,397 | 52,374 | 15,136 | 11,802 | 10,513 | 9,864 | 99,689 |
| 19 | 1,257 | 47,125 | 13,607 | 10,614 | 9,418 | 8,854 | 89,617 |
| 20 | 1,135 | 42,551 | 12,243 | 9,542 | 8,469 | 7,932 | 80,737 |
| 21 | 1,013 | 37,977 | 11,055 | 8,585 | 7,614 | 7,133 | 72,364 |
| 22 | 0,917 | 34,378 | 9,867 | 7,752 | 6,851 | 6,412 | 65,260 |
| 23 | 0,821 | 30,779 | 8,932 | 6,819 | 6,186 | 5,770 | 58,585 |
| 23,42 | 0,786 | 29,467 | 7,997 | 6,263 | 5,521 | 5,210 | 54,457 |
| 24 | 0,751 | 28,155 | 7,656 | 5,607 | 4,998 | 4,650 | 51,065 |

Tabel : 3.23 HIDROGRAF BANJIR RENCANA 50 TAHUNAN

| JAM | UNIT HIDRF m^3/dt /mm | 0 - 1 | 1 - 2 | 2 - 3 | 3 - 4 | 4 - 5 | Q m^3/dt |
|-------|--|------------------|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|
| | | $R_0 =$ 42,29 | $R_0 =$ 10,99 | $R_0 =$ 7,71 | $R_0 =$ 6,15 | $R_0 =$ 5,18 | |
| 1 | 0,228 | 9,642 | — | — | — | — | 9,642 |
| 2 | 1,201 | 50,790 | 2,506 | — | — | — | 53,296 |
| 3 | 3,179 | 134,440 | 13,199 | 1,758 | — | — | 149,397 |
| 4 | 6,341 | 268,161 | 34,937 | 9,260 | 1,402 | — | 313,760 |
| 4,57 | 8,730 | 369,192 | 69,688 | 24,510 | 7,386 | 1,181 | 471,957 |
| 5 | 8,154 | 344,833 | 95,943 | 48,888 | 19,551 | 6,221 | 515,437 |
| 6 | 6,848 | 293,873 | 89,612 | 67,308 | 38,997 | 16,467 | 506,258 |
| 7 | 5,919 | 250,315 | 76,370 | 62,867 | 53,690 | 32,846 | 478,087 |
| 8 | 5,046 | 213,395 | 65,050 | 53,577 | 50,147 | 45,221 | 427,390 |
| 9 | 4,304 | 182,016 | 55,456 | 45,635 | 42,736 | 42,238 | 368,061 |
| 10 | 3,667 | 155,077 | 47,301 | 38,905 | 36,402 | 35,996 | 313,681 |
| 11 | 3,125 | 132,156 | 40,300 | 33,184 | 31,033 | 30,660 | 267,334 |
| 12 | 2,663 | 112,618 | 34,344 | 28,273 | 26,470 | 26,138 | 227,842 |
| 12,11 | 2,619 | 110,758 | 29,266 | 24,094 | 22,552 | 22,295 | 208,964 |
| 13 | 2,383 | 100,777 | 28,783 | 20,532 | 19,219 | 18,995 | 188,305 |
| 14 | 2,149 | 90,881 | 26,189 | 20,192 | 16,377 | 16,188 | 169,828 |
| 15 | 1,929 | 81,577 | 23,618 | 18,373 | 16,107 | 13,794 | 153,469 |
| 16 | 1,728 | 73,077 | 21,200 | 16,568 | 14,655 | 13,566 | 139,067 |
| 17 | 1,554 | 65,719 | 18,991 | 14,873 | 13,216 | 12,344 | 125,142 |
| 18 | 1,397 | 59,078 | 17,078 | 13,323 | 11,863 | 11,132 | 112,476 |
| 19 | 1,257 | 53,159 | 15,353 | 11,961 | 10,627 | 9,892 | 101,112 |
| 20 | 1,135 | 47,999 | 13,814 | 10,771 | 9,557 | 8,951 | 91,093 |
| 21 | 1,013 | 42,840 | 12,474 | 9,691 | 8,592 | 8,050 | 81,648 |
| 22 | 0,917 | 38,780 | 11,133 | 8,751 | 7,731 | 7,236 | 73,631 |
| 23 | 0,821 | 34,720 | 10,078 | 7,810 | 6,980 | 6,511 | 66,100 |
| 23,42 | 0,786 | 33,240 | 9,023 | 7,070 | 6,230 | 5,879 | 61,442 |
| 24 | 0,751 | 31,760 | 8,638 | 6,330 | 5,640 | 5,247 | 57,615 |

Tabel : 3.24 HIDROGRAF BANJIR RENCANA 100 TAHUNAN

| JAM | UNIT HIDRF m^3/dt /mm | 0 - 1 | 1 - 2 | 2 - 3 | 3 - 4 | 4 - 5 | Q m^3/dt |
|-------|--|------------------|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|
| | | $R_o =$ 45,85 | $R_o =$ 11,92 | $R_o =$ 8,36 | $R_o =$ 6,66 | $R_o =$ 5,61 | |
| 1 | 0,228 | 10,454 | — | — | — | — | 10,454 |
| 2 | 1,201 | 55,066 | 2,718 | — | — | — | 57,784 |
| 3 | 3,179 | 145,757 | 14,316 | 1,906 | — | — | 161,979 |
| 4 | 6,341 | 290,735 | 37,894 | 10,040 | 1,518 | — | 340,187 |
| 4,57 | 8,730 | 400,271 | 75,585 | 26,576 | 7,999 | 1,279 | 511,709 |
| 5 | 8,154 | 373,861 | 104,062 | 53,011 | 21,172 | 6,738 | 558,843 |
| 6 | 6,949 | 318,612 | 97,196 | 72,983 | 42,231 | 17,834 | 548,855 |
| 7 | 5,919 | 271,386 | 82,832 | 68,167 | 58,142 | 35,573 | 516,100 |
| 8 | 5,046 | 231,358 | 70,554 | 58,094 | 54,306 | 48,975 | 463,288 |
| 9 | 4,304 | 197,338 | 60,148 | 49,483 | 46,280 | 45,744 | 398,994 |
| 10 | 3,667 | 168,132 | 51,304 | 42,185 | 39,421 | 38,984 | 340,025 |
| 11 | 3,125 | 143,281 | 43,711 | 35,981 | 33,606 | 33,206 | 289,785 |
| 12 | 2,663 | 122,099 | 37,250 | 30,656 | 28,685 | 28,308 | 246,977 |
| 12,11 | 2,619 | 120,081 | 31,743 | 26,125 | 24,422 | 24,145 | 226,517 |
| 13 | 2,383 | 109,261 | 31,218 | 22,263 | 20,813 | 20,572 | 204,126 |
| 14 | 2,149 | 98,532 | 28,405 | 21,885 | 17,736 | 17,531 | 184,099 |
| 15 | 1,929 | 88,445 | 25,616 | 19,922 | 17,443 | 14,938 | 166,365 |
| 16 | 1,728 | 79,229 | 22,894 | 17,966 | 15,871 | 14,683 | 150,751 |
| 17 | 1,554 | 71,251 | 20,598 | 16,126 | 14,312 | 13,369 | 135,656 |
| 18 | 1,387 | 64,052 | 18,524 | 14,446 | 12,847 | 12,056 | 121,925 |
| 19 | 1,257 | 57,633 | 16,652 | 12,991 | 11,508 | 10,822 | 109,607 |
| 20 | 1,135 | 52,040 | 14,983 | 11,679 | 10,350 | 9,694 | 98,746 |
| 21 | 1,013 | 46,446 | 13,529 | 10,509 | 9,304 | 8,718 | 88,506 |
| 22 | 0,917 | 42,044 | 12,075 | 9,489 | 8,372 | 7,837 | 79,817 |
| 23 | 0,821 | 37,643 | 10,931 | 8,469 | 7,559 | 7,052 | 71,653 |
| 23,42 | 0,786 | 36,038 | 9,786 | 7,666 | 6,747 | 6,367 | 66,604 |
| 24 | 0,751 | 34,433 | 9,369 | 6,864 | 6,107 | 5,683 | 62,456 |

Tabel : 3.25 HIDROGRAF BANJIR RENCANA 1000 TAHUNAN

| JAM | UNIT HIDRF m^3/dt /mm | 0 - 1 | 1 - 2 | 2 - 3 | 3 - 4 | 4 - 5 | Q m^3/dt |
|-------|----------------------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------|-----------------|---------------|
| | | $R_0 =$ 57,68 | $R_0 =$ 14,99 | $R_0 =$ 10,52 | $R_0 =$ 8,38 | $R_0 =$ 7,06 | |
| 1 | 0,228 | 13,151 | — | — | — | — | 13,151 |
| 2 | 1,201 | 69,274 | 3,418 | — | — | — | 72,691 |
| 3 | 3,179 | 183,365 | 18,003 | 2,399 | — | — | 203,766 |
| 4 | 8,341 | 365,749 | 47,653 | 12,635 | 1,911 | — | 427,947 |
| 4,57 | 8,730 | 503,546 | 95,052 | 33,443 | 10,064 | 1,610 | 643,715 |
| 5 | 8,154 | 470,323 | 130,863 | 66,707 | 26,640 | 8,479 | 703,012 |
| 6 | 6,949 | 400,818 | 122,228 | 91,840 | 53,138 | 22,444 | 690,468 |
| 7 | 5,919 | 341,408 | 104,166 | 85,780 | 73,157 | 44,767 | 649,278 |
| 8 | 5,046 | 291,053 | 88,726 | 73,103 | 68,331 | 61,634 | 582,847 |
| 9 | 4,304 | 248,255 | 75,640 | 62,268 | 58,233 | 57,567 | 501,962 |
| 10 | 3,667 | 211,513 | 64,517 | 53,084 | 49,601 | 49,060 | 427,775 |
| 11 | 3,125 | 180,250 | 54,968 | 45,278 | 42,285 | 41,788 | 364,570 |
| 12 | 2,663 | 153,602 | 46,844 | 38,577 | 36,068 | 35,625 | 310,715 |
| 12,11 | 2,619 | 151,064 | 39,918 | 32,875 | 30,728 | 30,386 | 284,973 |
| 13 | 2,383 | 137,451 | 39,259 | 28,015 | 26,188 | 25,889 | 256,802 |
| 14 | 2,148 | 123,954 | 35,721 | 27,552 | 22,316 | 22,063 | 231,606 |
| 15 | 1,828 | 111,265 | 32,214 | 25,069 | 21,947 | 18,801 | 209,295 |
| 16 | 1,728 | 99,671 | 28,916 | 22,607 | 19,970 | 18,490 | 189,654 |
| 17 | 1,554 | 89,635 | 25,903 | 20,293 | 18,009 | 16,824 | 170,863 |
| 18 | 1,397 | 80,579 | 23,294 | 18,179 | 16,165 | 15,172 | 153,389 |
| 19 | 1,257 | 72,504 | 20,941 | 16,348 | 14,481 | 13,619 | 137,892 |
| 20 | 1,135 | 65,467 | 18,842 | 14,696 | 13,023 | 12,200 | 124,228 |
| 21 | 1,013 | 58,430 | 17,014 | 13,224 | 11,707 | 10,971 | 111,345 |
| 22 | 0,917 | 52,893 | 15,185 | 11,940 | 10,534 | 9,863 | 100,414 |
| 23 | 0,821 | 47,355 | 13,746 | 10,657 | 9,511 | 8,874 | 90,144 |
| 23,42 | 0,786 | 45,336 | 12,307 | 9,647 | 8,489 | 8,013 | 83,792 |
| 24 | 0,751 | 43,318 | 11,782 | 8,637 | 7,684 | 7,152 | 78,573 |

Tabel : 3.26 HIDROGRAF BANJIR 10 TH, 20 TH, 50 TH DGN BASE FLOW

| JAM | PERIODE ULANG | | | BASE FLOW m^3/dt | DEBIT TOTAL | | |
|-------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | 10 TH m^3/dt | 20 TH m^3/dt | 50 TH m^3/dt | | 10 TH m^3/dt | 20 TH m^3/dt | 50 TH m^3/dt |
| 1 | 7,722 | 8,548 | 9,642 | 8,795 | 16,517 | 17,343 | 18,437 |
| 2 | 42,864 | 47,246 | 53,296 | 8,795 | 51,479 | 56,041 | 62,091 |
| 3 | 119,648 | 132,436 | 149,397 | 8,795 | 128,443 | 141,231 | 158,192 |
| 4 | 251,277 | 278,133 | 313,760 | 8,795 | 260,072 | 286,928 | 322,555 |
| 4,57 | 377,955 | 418,354 | 471,957 | 8,795 | 386,750 | 427,149 | 480,752 |
| 5 | 412,749 | 456,871 | 515,437 | 8,795 | 421,544 | 465,866 | 524,232 |
| 6 | 405,373 | 448,714 | 506,258 | 8,795 | 414,168 | 457,509 | 515,053 |
| 7 | 381,205 | 421,982 | 476,087 | 8,795 | 390,000 | 430,757 | 484,882 |
| 8 | 342,218 | 378,797 | 427,380 | 8,795 | 351,013 | 387,582 | 436,185 |
| 9 | 294,730 | 326,231 | 368,081 | 8,795 | 303,525 | 335,026 | 376,876 |
| 10 | 251,170 | 278,015 | 313,681 | 8,795 | 259,965 | 286,810 | 322,476 |
| 11 | 214,059 | 236,938 | 267,334 | 8,795 | 222,854 | 245,733 | 276,129 |
| 12 | 182,438 | 201,937 | 227,842 | 8,795 | 191,233 | 210,732 | 236,637 |
| 12,11 | 167,324 | 185,208 | 208,964 | 8,795 | 176,119 | 194,003 | 217,758 |
| 13 | 150,783 | 166,899 | 188,305 | 8,795 | 159,578 | 175,894 | 197,100 |
| 14 | 135,987 | 150,521 | 169,828 | 8,795 | 144,782 | 159,316 | 178,623 |
| 15 | 122,886 | 136,022 | 153,469 | 8,795 | 131,681 | 144,817 | 162,264 |
| 16 | 111,355 | 123,257 | 139,067 | 8,795 | 120,150 | 132,052 | 147,862 |
| 17 | 100,205 | 110,915 | 125,142 | 8,795 | 109,000 | 119,710 | 133,937 |
| 18 | 90,062 | 99,689 | 112,476 | 8,795 | 98,857 | 108,484 | 121,271 |
| 19 | 80,963 | 89,617 | 101,112 | 8,795 | 89,758 | 98,412 | 109,907 |
| 20 | 72,940 | 80,737 | 91,093 | 8,795 | 81,735 | 89,532 | 99,888 |
| 21 | 65,376 | 72,364 | 81,646 | 8,795 | 74,171 | 81,159 | 90,441 |
| 22 | 58,958 | 65,260 | 73,631 | 8,795 | 67,753 | 74,055 | 82,426 |
| 23 | 52,928 | 58,585 | 66,100 | 8,795 | 61,723 | 67,380 | 74,885 |
| 23,42 | 49,189 | 54,457 | 61,442 | 8,795 | 57,894 | 63,252 | 70,237 |
| 24 | 46,134 | 51,065 | 57,615 | 8,795 | 54,829 | 59,860 | 66,410 |

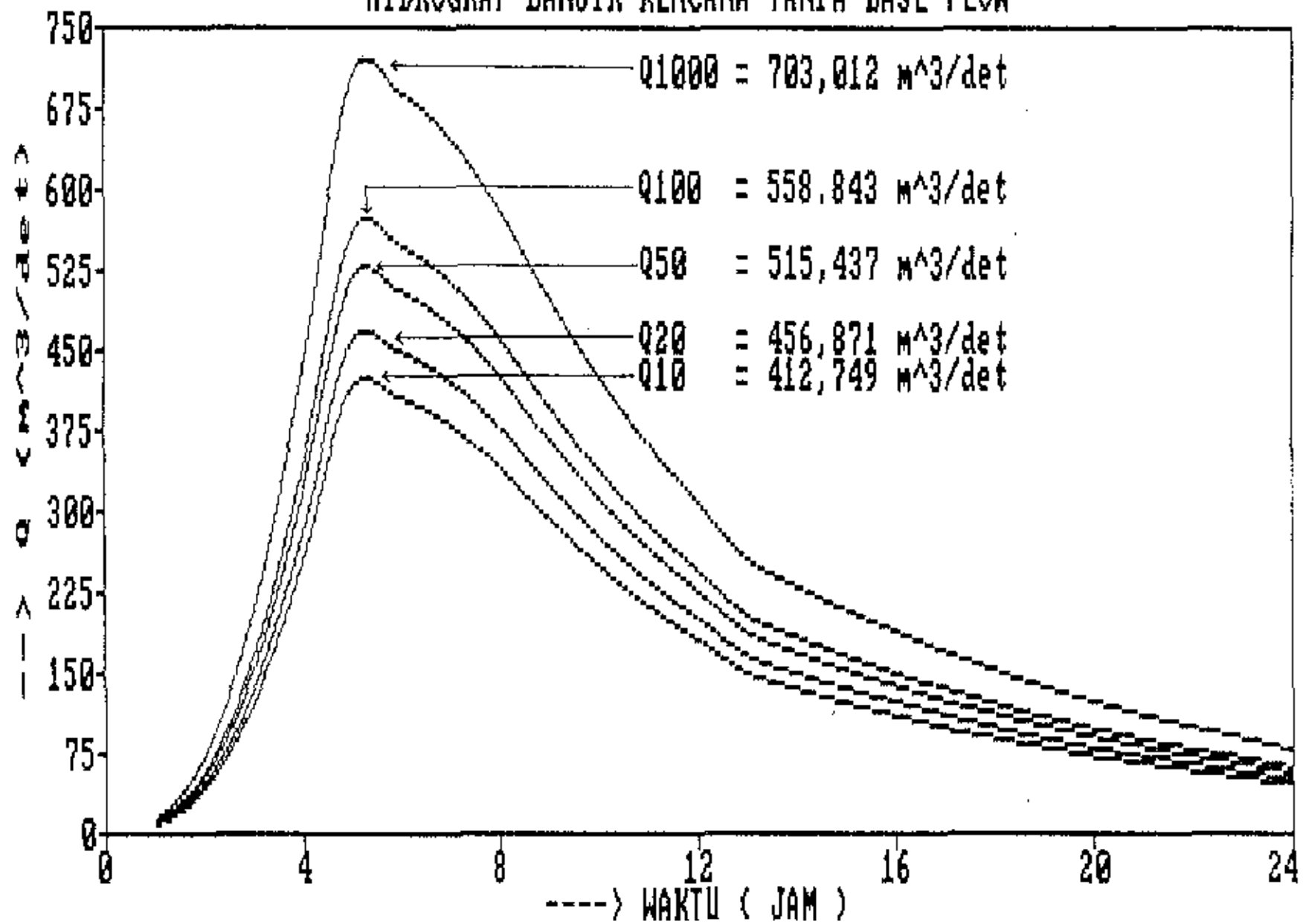
Tabel : 3.27 HIDROGRAF BANJIR 100 TH, 1000 TH DGN BASE FLOW

| JAM | PERIODE ULANG | | BASE FLOW m^3/dt | DEBIT TOTAL | |
|-------|--------------------|---------------------|-----------------------|--------------------|---------------------|
| | 100 TH m^3/dt | 1000 TH m^3/dt | | 100 TH m^3/dt | 1000 TH m^3/dt |
| 1 | 10,454 | 13,151 | 8,795 | 19,249 | 21,946 |
| 2 | 57,784 | 72,691 | 8,785 | 66,579 | 81,486 |
| 3 | 181,979 | 203,766 | 8,785 | 170,774 | 212,561 |
| 4 | 340,187 | 427,947 | 8,785 | 348,982 | 436,742 |
| 4,57 | 511,709 | 643,715 | 8,795 | 520,504 | 652,510 |
| 5 | 558,843 | 703,012 | 8,785 | 567,638 | 711,807 |
| 6 | 548,855 | 690,468 | 8,785 | 557,650 | 699,263 |
| 7 | 516,100 | 649,278 | 8,795 | 524,895 | 658,073 |
| 8 | 463,288 | 582,847 | 8,785 | 472,083 | 591,642 |
| 9 | 398,994 | 501,962 | 8,795 | 407,789 | 510,757 |
| 10 | 340,025 | 427,775 | 8,795 | 348,820 | 436,570 |
| 11 | 289,785 | 364,570 | 8,795 | 298,580 | 373,365 |
| 12 | 246,977 | 310,715 | 8,795 | 255,772 | 319,510 |
| 12,11 | 228,517 | 284,973 | 8,795 | 235,312 | 293,768 |
| 13 | 204,126 | 256,802 | 8,795 | 212,921 | 265,597 |
| 14 | 184,099 | 231,606 | 8,785 | 192,894 | 240,401 |
| 15 | 166,365 | 209,295 | 8,795 | 175,160 | 218,090 |
| 16 | 150,751 | 189,654 | 8,785 | 159,546 | 198,449 |
| 17 | 135,656 | 170,663 | 8,785 | 144,451 | 179,458 |
| 18 | 121,925 | 153,389 | 8,795 | 130,720 | 162,184 |
| 19 | 109,607 | 137,892 | 8,795 | 118,402 | 146,687 |
| 20 | 98,746 | 124,228 | 8,785 | 107,541 | 133,023 |
| 21 | 88,506 | 111,345 | 8,795 | 97,301 | 120,140 |
| 22 | 79,817 | 100,414 | 8,795 | 88,612 | 109,209 |
| 23 | 71,653 | 90,144 | 8,795 | 80,448 | 98,939 |
| 23,42 | 66,604 | 83,792 | 8,785 | 75,399 | 92,587 |
| 24 | 62,456 | 78,573 | 8,795 | 71,251 | 87,368 |

Perbandingan perhitungan debit banjir rencana

| PERIODE ULANG (tahun) | DEBIT BANJIR RENCANA (m^3/det) | |
|----------------------------|------------------------------------|-----------------|
| | METODE RASIONAL | METODE NAKAYASU |
| 10 | 432,505 | 421,544 |
| 20 | 477,865 | 465,666 |
| 50 | 537,925 | 524,232 |
| 100 | 582,495 | 567,638 |
| 1000 | 730,535 | 711,807 |

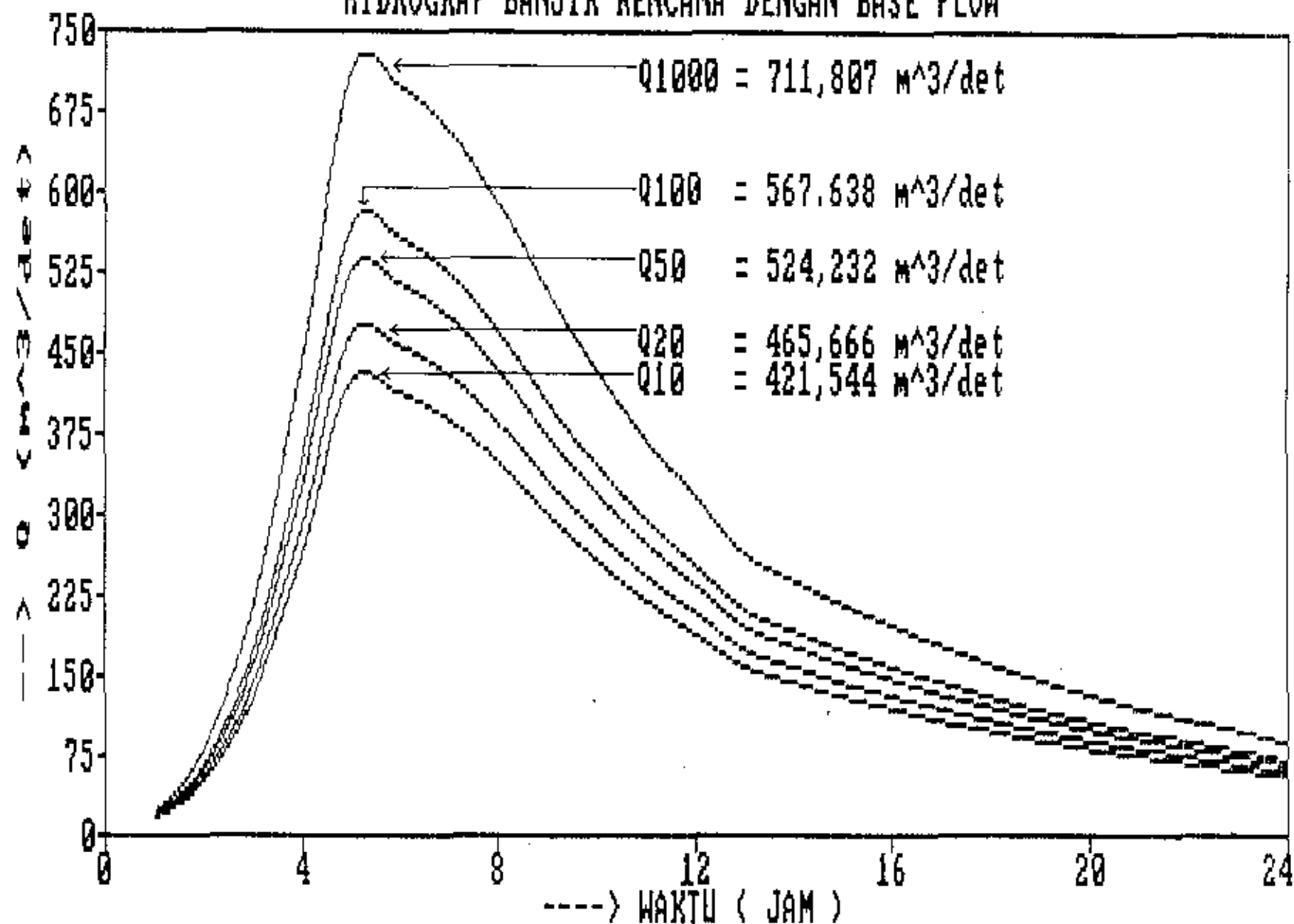
Dari perhitungan dua metode diatas, ternyata menghasilkan harga yang besarnya relatif sama. Dan untuk perhitungan-perhitungan selanjutnya dipilih metode Nakayasu.



GAMBAR : 3.3

HIDROGRAF BANJIR RENCANA DENGAN BASE FLOW

62



GAMBAR : 3.4

3.4. CURAH HUJAN MAKSIMUM YANG MUNGKIN TERJADI

3.4.1. Probable Maximum Precipitation (P.M.P)

PMP adalah curah hujan terbesar yang mungkin terjadi dalam suatu daerah pada periode tertentu, yang mana PMP ini berguna untuk memperkirakan Probable Maximum Flood (PMF). Untuk analisa PMP ini digunakan cara statistik dengan persamaan sebagai berikut :

$$X_m = X_n + K_m \cdot S_n$$

dimana :

X_m = curah hujan PMP (curah hujan terbesar yang mungkin terjadi).

X_n = rata-rata curah hujan maksimum tiap tahun.

S_n = standart deviasi curah hujan harian maksimum tahunan.

K_m = variabel statistik, yang dipengaruhi oleh distribusi frekwensi nilai extreem.

Langkah-langkah perhitungan curah hujan maksimum yang mungkin terjadi adalah sebagai berikut :

1. Menghitung harga rata-rata curah hujan maksimum tiap tahun

(X_n), seperti tabel dibawah ini :

tabel : 2.28 Rata-rata hujan maksimum tiap tahun

| No. | Tahun | X_i (mm) | X_i^2 |
|-----|-------|------------|----------|
| 1 | 1959 | 96,300 | 9.273,69 |
| 2 | 1960 | 69,463 | 4.825,11 |
| 3 | 1961 | 85,670 | 7.339,35 |
| 4 | 1962 | 73,707 | 5.432,72 |
| 5 | 1963 | 55,981 | 3.133,87 |
| 6 | 1964 | 57,034 | 3.252,88 |
| 7 | 1965 | 51,263 | 2.627,90 |
| 8 | 1966 | 56,817 | 3.228,17 |
| 9 | 1967 | 50,088 | 2.508,81 |
| 10 | 1968 | 65,171 | 4.247,26 |

lanjutan

| No. | Tahun | X_i (mm) | X_i^2 |
|----------|-------|------------|-------------|
| 11 | 1969 | 81,742 | 6.681,75 |
| 12 | 1970 | 64,136 | 4.113,43 |
| 13 | 1971 | 95,306 | 9.083,23 |
| 14 | 1972 | 84,285 | 7.103,96 |
| 15 | 1973 | 82,385 | 6.787,29 |
| 16 | 1974 | 60,926 | 3.711,98 |
| 17 | 1975 | 60,217 | 3.626,09 |
| 18 | 1976 | 75,701 | 5.730,64 |
| 19 | 1977 | 54,142 | 2.931,36 |
| 20 | 1978 | 60,430 | 3.651,78 |
| 21 | 1979 | 55,417 | 3.071,04 |
| 22 | 1980 | 59,166 | 3.500,62 |
| 23 | 1981 | 100,940 | 10.188,88 |
| 24 | 1982 | 68,743 | 4.725,60 |
| 25 | 1983 | 92,103 | 8.482,96 |
| 26 | 1984 | 54,527 | 2.973,19 |
| 27 | 1985 | 91,586 | 8.388,00 |
| JUMLAH = | | 1.903,246 | 140.621,558 |

$$n_1 = \text{jumlah data} = 27$$

$$n_2 = (n_1 - 1) = 26$$

$$\sum_1^{n_1} X_i = 1.903,246 \quad ; \quad \sum_1^{n_1} X_i^2 = 140.621,558$$

$$\sum_1^{n_2} X_i = 1903,246 - 100,94 = 1.802,31$$

$$\sum_1^{n_2} X_i^2 = 140.621,558 - 10.188,88 = 130.432,68$$

$$X_n = \frac{\sum_1^{n_1} X_i}{n_1} = \frac{1903,246}{27} = 70,49$$

$$X_{n-m} = \frac{\sum_1^{n_2} X_i}{n_2} = \frac{1.802,31}{26} = 69,32$$

$$\frac{X_{n-m}}{X_n} = \frac{68,32}{70,49} = 0,98$$

Faktor koreksi :

$$\text{dengan } \left[\begin{array}{l} \frac{X_{n-m}}{X_n} = 0,98 \\ n = 27 \end{array} \right] \text{ grafik 3.5}$$

didapat faktor perataan untuk harga $X_n = 102\%$ dan dengan $n = 27$ dari grafik 3.6 didapat pula faktor perataan (adjustment faktor) untuk harga $X_n = 101\%$

Maka besarnya X_n yang sudah terkoreksi adalah sebagai berikut

$$X_n = 70,49 \times 102\% \times 101\% = 72,62$$

2. Menghitung standart deviasi curah hujan maksimum tahunan (S_n)

$$S_n = \sqrt{\frac{\sum_1^{n_1} (X_i - X_n)^2}{n_1 - 1}}$$

$$S_n = 15,76.$$

$$S_{n-m} = \sqrt{\frac{\sum_1^{n_2} (X_i - X_{n-m})^2}{n_2 - 1}}$$

$$S_{n-m} = 14,83.$$

$$\frac{S_{n-m}}{S_n} = \frac{14,83}{15,76} = 0,94 \quad \left. \begin{array}{l} \\ n = 27 \end{array} \right\} \text{grafik 3.7}$$

didapat faktor perataan (adjustment faktor) $S_n = 105 \%$ dan dari grafik 3.6 didapat pula harga adjustment faktor $S_n = 104,5\%$

sehingga harga :

$$S_n \text{ terkoreksi} = 15,76 \times 105 \% \times 104,5 \% = 17,29 \text{ mm}$$

3. Menghitung harga variabel statistik (K_m)

Komponen-komponen yang diperlukan sbb :

- durasi (waktu lamanya) pencatatan hujan = 24 jam
- harga rata-rata data sebelum dikoreksi = 70,49
- jumlah data = 27

Maka dari grafik 3.8 didapat harga $K_m = 16,35$

4. Menghitung harga PMP (terpusat)

$$X_m = X_n + K_m - S_n$$

$$X_m = 72,62 + (16,35 - 17,29)$$

$$X_m = 355,31 \text{ mm.}$$

5. Faktor reduksi

- * $A = \text{Luas daerah pengaliran sungai} = 280 \text{ km}^2$
 - Lamanya pencatatan hujan = 24 jam
- } grafik 3.9
- didapat faktor reduksi = 92 %

- * Penentuan faktor interval waktu pengamatan atau fixed time interval adjustment (%) \longrightarrow grafik 3.10

didapat adjustment factor = 100,52 %

sehingga didapat PMP untuk bazin rainfall :

$$\text{PMP} = 355,31 \times 92 \% \times 100,52 \% = 328,59 \text{ mm.}$$

6. Menghitung nilai PMP netto

- diasumsikan hujan terpusat selama 5 jam sehari

- koefisien pengaliran (α) = 0,609

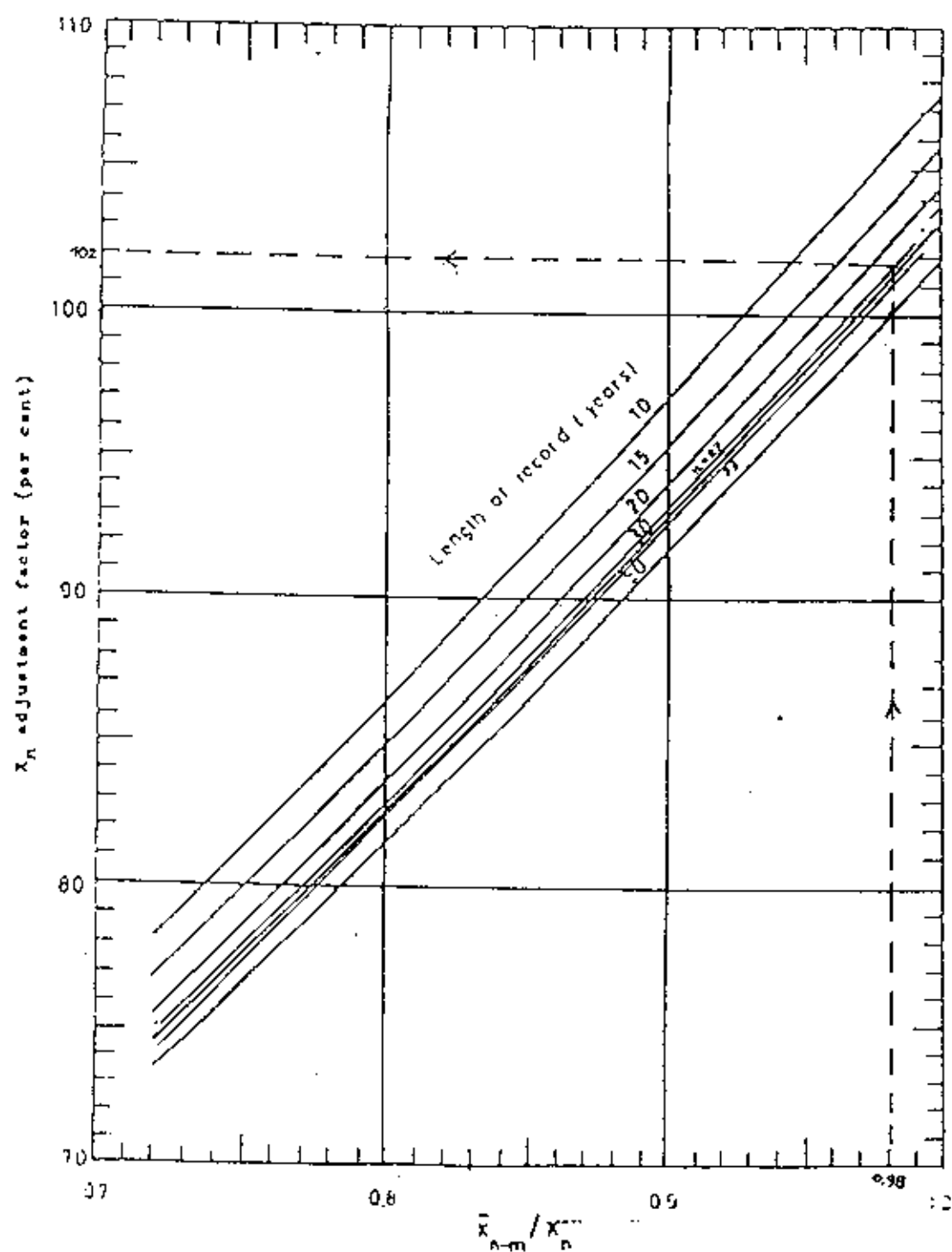
hasil perhitungannya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel : 3.29

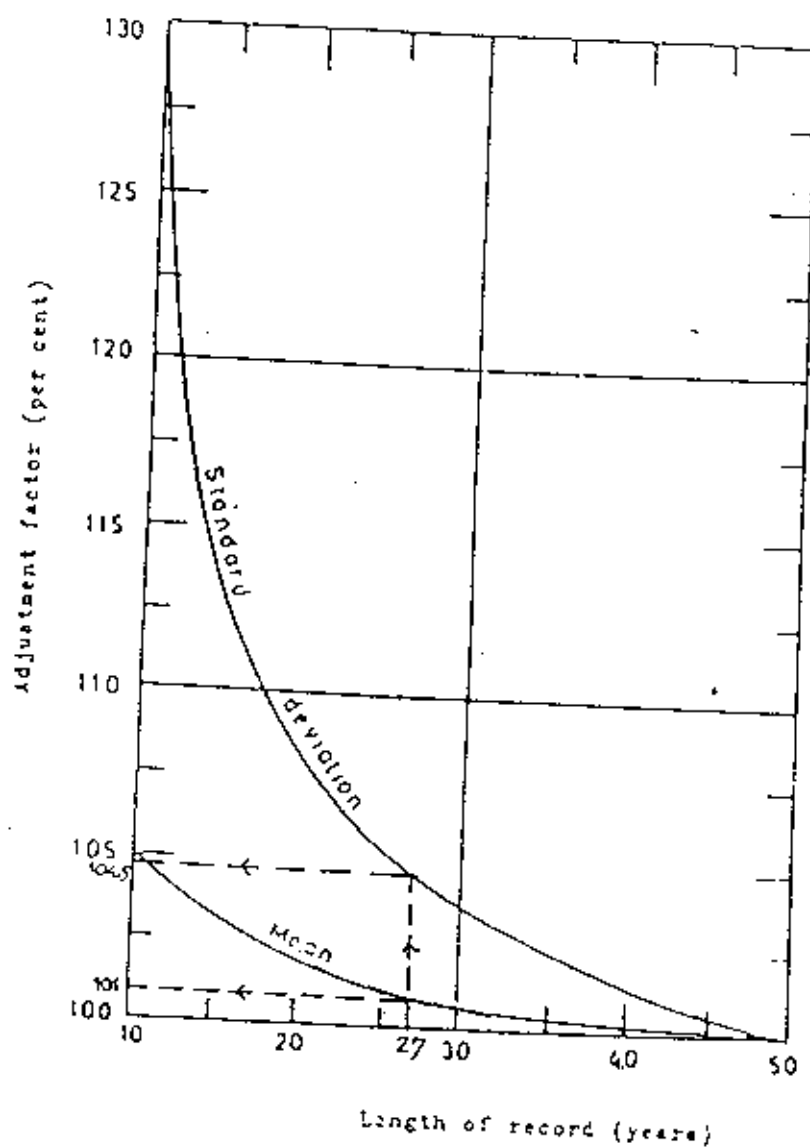
Perhitungan P.M.P netto

| P.M.P (terpusat) = 328,59 mm | | | | | |
|--------------------------------|--------|-------|-------|-------|-------|
| Waktu (jam) | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| - Distribusi (%) hujan | 58,48 | 15,20 | 10,66 | 8,50 | 7,16 |
| - P.M.P efektif (mm) | 192,16 | 49,95 | 35,03 | 27,93 | 23,53 |
| - Koefisien (—) pengaliran | 0,609 | 0,609 | 0,609 | 0,609 | 0,609 |
| - P.M.P netto (mm) | 117,03 | 30,42 | 21,33 | 17,01 | 14,33 |

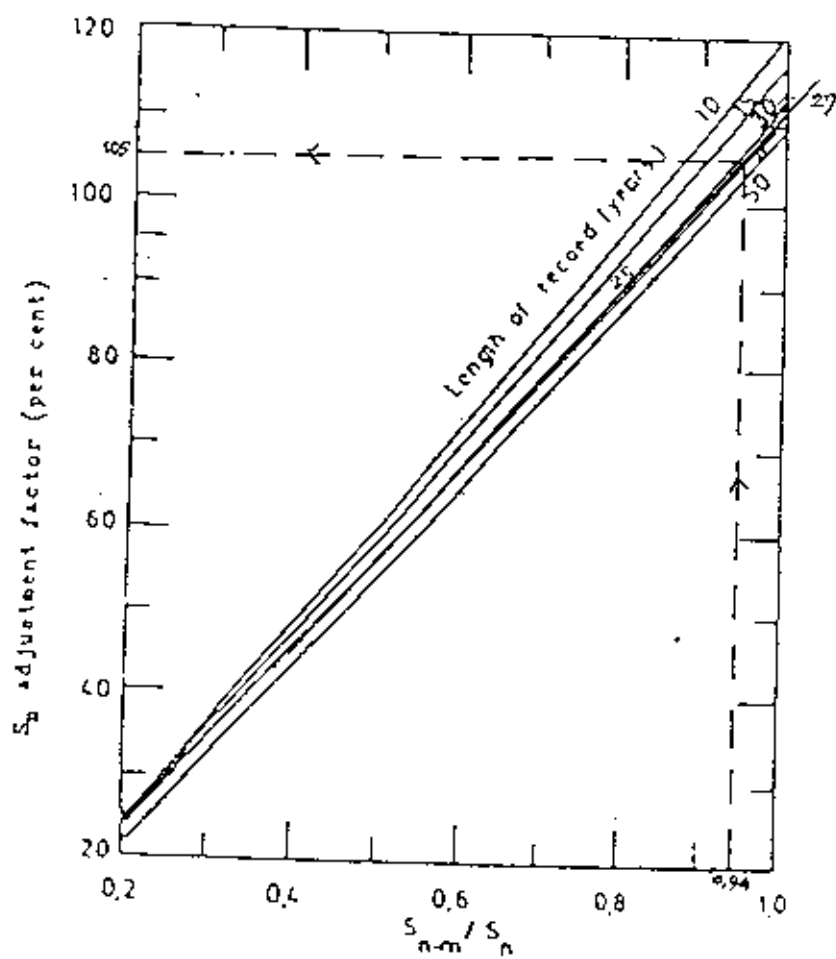
GAMBAR : 3.5. Grafik adjusment dari rata-rata hujan tahunan max. dengan lamanya pencatatan data



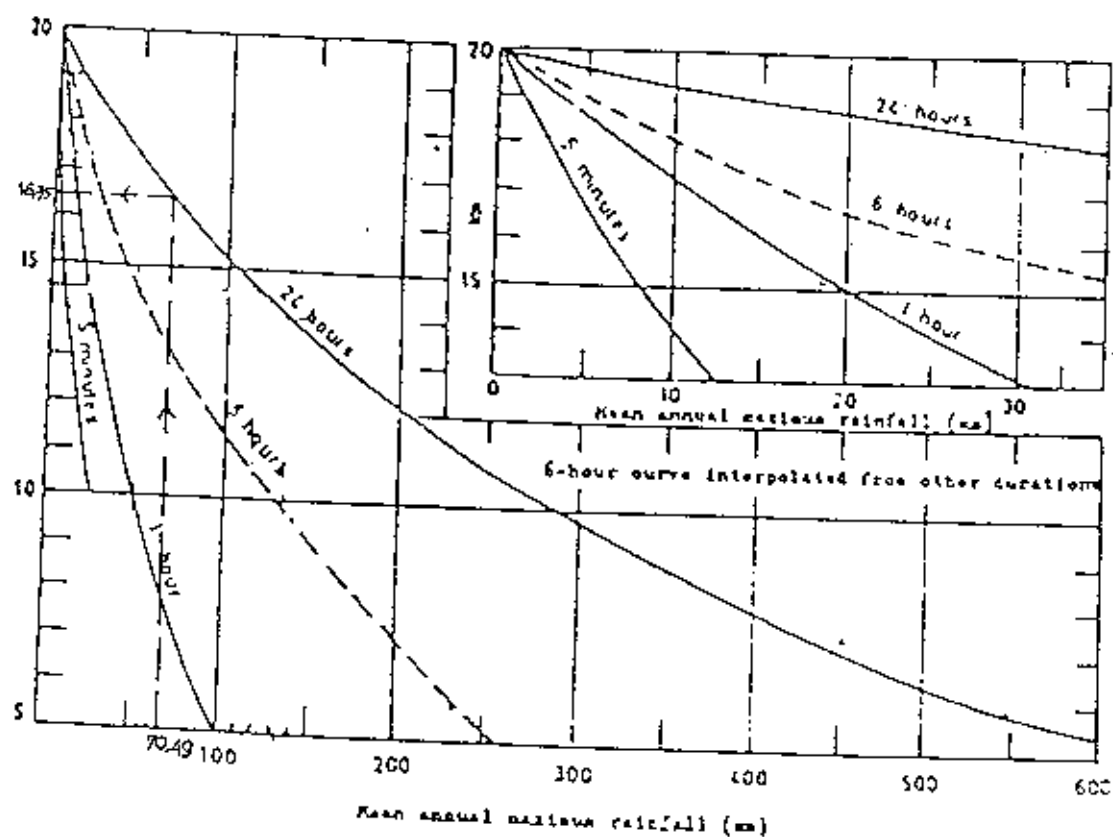
GAMBAR : 3.6. Grafik adjusment dari rata - rata dan standard deviasi dengan lamanya pencatatan data hujan



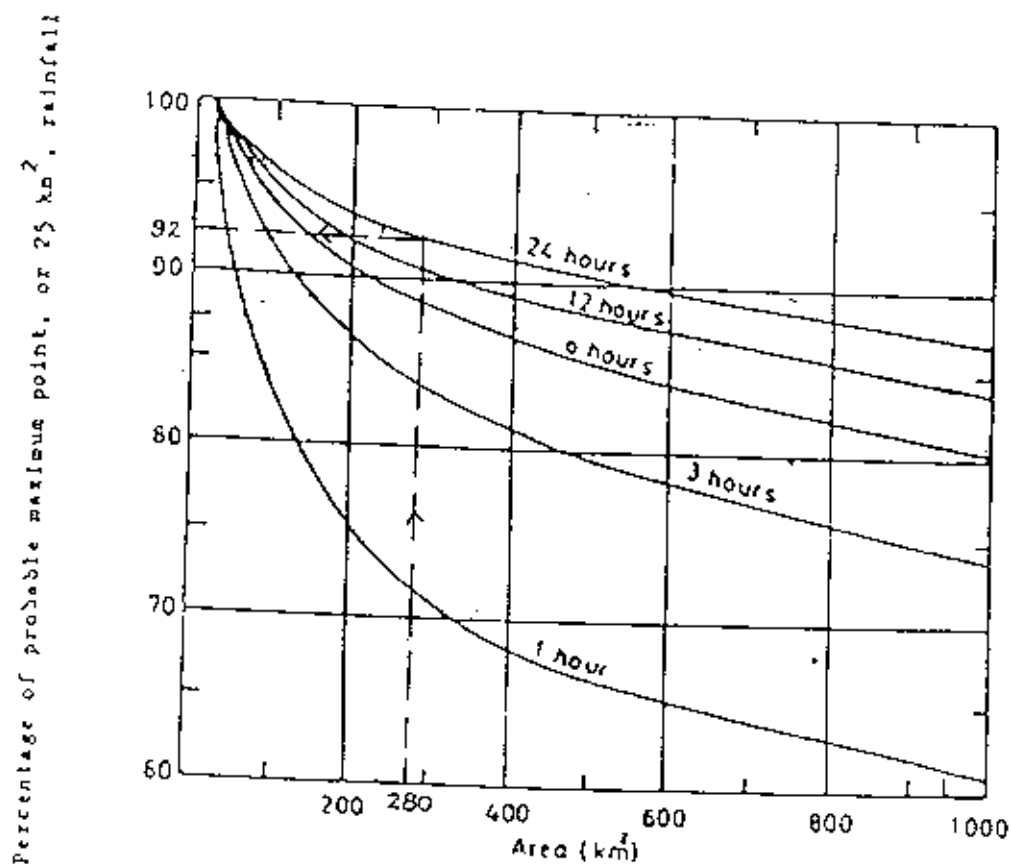
GAMBAR : 3.7. Grafik adjusment dari standard deviasi hujan max. tahunan dengan lamanya pencatatan data



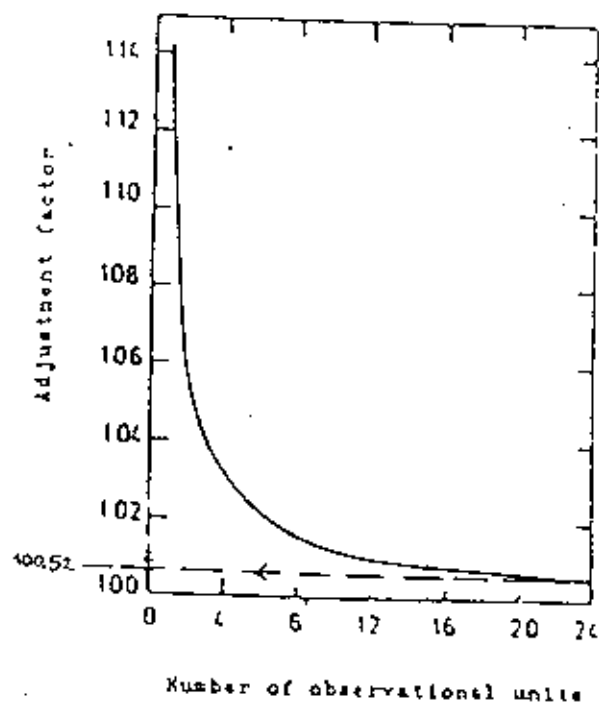
GAMBAR : 3.8. Grafik hubungan antara K_m dgn. fungsi durasi hujan dan rata-rata hujan max. tahunan



GAMBAR : 3.9. Grafik hubungan faktor reduksi luasan dengan durasi hujan dan luas daerah aliran



GAMBAR : 3.10. Grafik hubungan antara fixed time interval adjustment dengan lamanya pencatatan data hujan



3.4.2. Probable Maximum Flood (P.M.F)

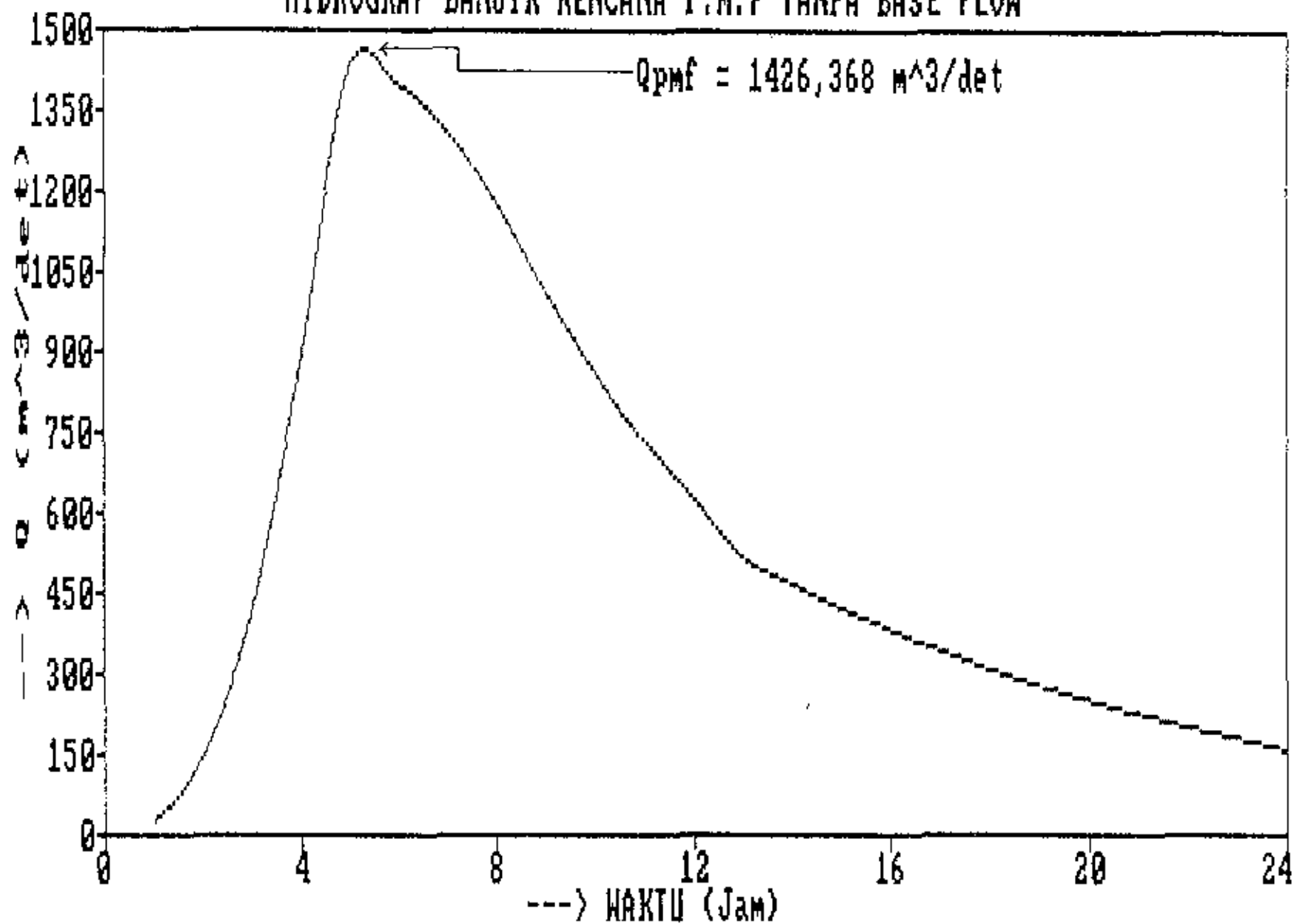
Untuk dapat menggambarkan hidrograf PMF, dipakai unit hidrograf metode Nakayasu seperti pada perhitungan di depan. Sedangkan hasil perhitungannya ditunjukkan pada tabel 3.30 dan tabel 3.31, Kemudian dari perhitungan pada tabel tersebut di atas kemudian dibuat gambarnya seperti pada gambar 3.11 dan 3.12.

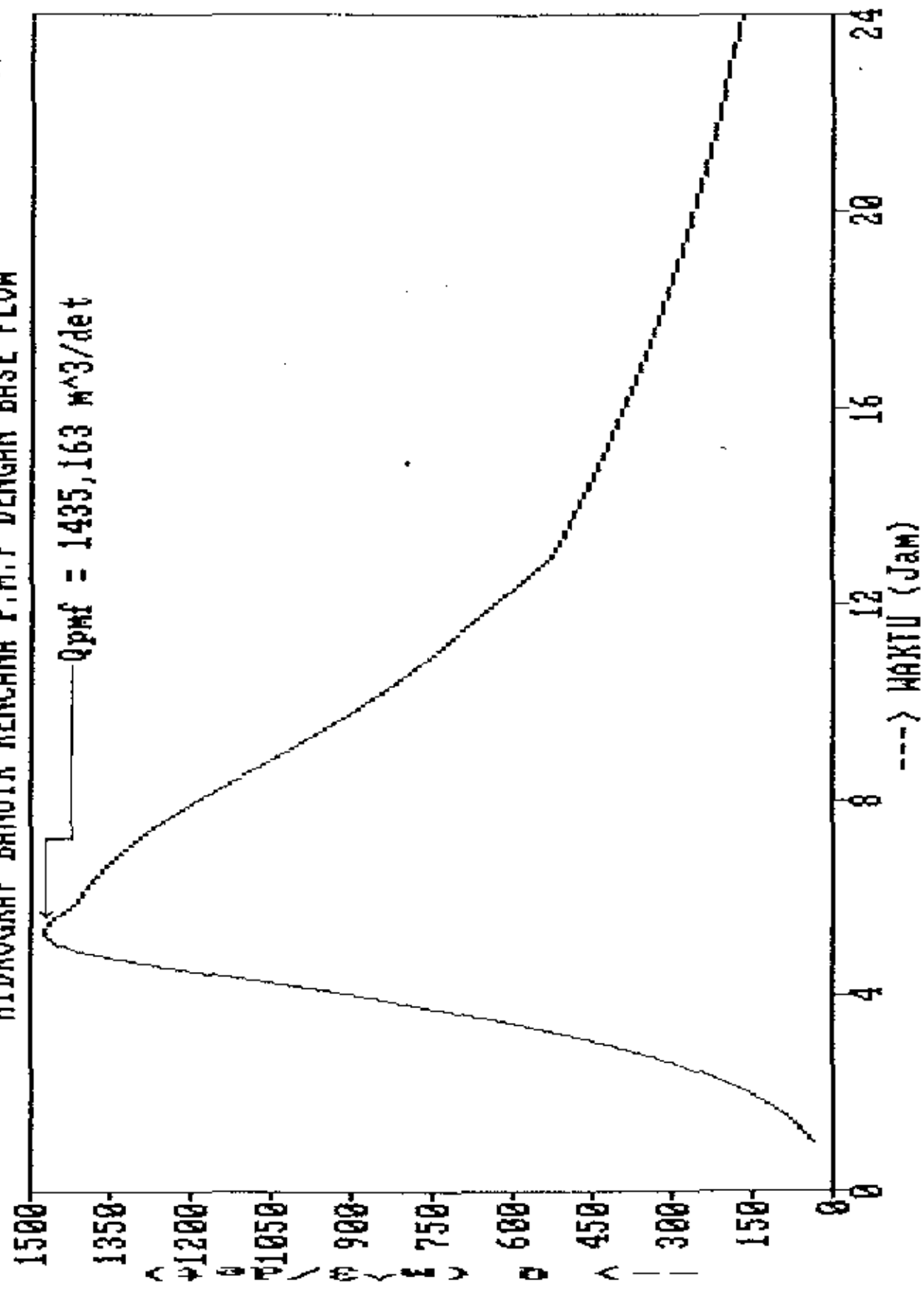
tabel : 3.30 Hidrograf banjir rencana P.M.P tanpa base flow

| Jam | Unit Hidrf m^3/dt | 0 - 1 | 1 - 2 | 2 - 3 | 3 - 4 | 4 - 5 | Q (m^3/dt) |
|-------|------------------------|-------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-------------------|
| | | $R_o =$ 117,03 | $R_o =$ 30,42 | $R_o =$ 21,33 | $R_o =$ 17,01 | $R_o =$ 14,33 | |
| 1 | 0,228 | 26,683 | — | — | — | — | 26,683 |
| 2 | 1,201 | 140,553 | 6,936 | — | — | — | 147,489 |
| 3 | 3,179 | 372,038 | 36,534 | 4,863 | — | — | 413,436 |
| 4 | 6,341 | 742,087 | 96,705 | 25,617 | 3,878 | — | 868,288 |
| 4,57 | 8,730 | 1021,67 | 192,893 | 67,808 | 20,429 | 3,267 | 1.306,069 |
| 5 | 8,154 | 854,263 | 265,567 | 135,254 | 54,075 | 17,210 | 1.426,368 |
| 6 | 6,949 | 813,241 | 248,045 | 186,211 | 107,860 | 45,555 | 1.400,913 |
| 7 | 5,818 | 692,701 | 211,388 | 173,925 | 148,487 | 90,867 | 1.317,378 |
| 8 | 5,046 | 590,533 | 180,056 | 148,222 | 138,700 | 125,101 | 1.182,612 |
| 9 | 4,304 | 503,697 | 153,499 | 126,252 | 118,202 | 116,847 | 1.018,498 |
| 10 | 3,667 | 429,149 | 130,928 | 107,631 | 100,682 | 99,579 | 867,969 |
| 11 | 3,125 | 365,719 | 111,550 | 91,804 | 85,832 | 84,819 | 739,725 |
| 12 | 2,663 | 311,651 | 95,063 | 78,217 | 73,211 | 72,309 | 630,451 |
| 12,11 | 2,619 | 306,502 | 81,008 | 66,656 | 62,376 | 61,676 | 578,218 |
| 13 | 2,383 | 278,882 | 79,670 | 56,802 | 53,156 | 52,548 | 521,059 |
| 14 | 2,149 | 251,497 | 72,491 | 55,863 | 45,298 | 44,781 | 469,930 |
| 15 | 1,929 | 225,751 | 65,373 | 50,829 | 44,549 | 38,161 | 424,663 |
| 16 | 1,728 | 202,228 | 58,680 | 45,838 | 40,535 | 37,530 | 384,811 |
| 17 | 1,554 | 181,865 | 52,566 | 41,146 | 36,554 | 34,148 | 346,279 |
| 18 | 1,387 | 163,491 | 47,273 | 36,858 | 32,812 | 30,795 | 311,229 |
| 19 | 1,257 | 147,107 | 42,497 | 33,147 | 29,393 | 27,643 | 279,786 |
| 20 | 1,135 | 132,829 | 38,238 | 29,798 | 26,434 | 24,762 | 252,061 |
| 21 | 1,013 | 118,551 | 34,527 | 26,812 | 23,763 | 22,269 | 225,922 |
| 22 | 0,917 | 107,317 | 30,815 | 24,210 | 21,382 | 20,019 | 203,742 |
| 23 | 0,821 | 96,082 | 27,895 | 21,607 | 18,306 | 18,013 | 182,903 |
| 23,42 | 0,786 | 91,986 | 24,875 | 19,560 | 17,231 | 16,265 | 170,016 |
| 24 | 0,751 | 87,890 | 23,910 | 17,512 | 15,598 | 14,516 | 159,426 |

tabel : 3.31 Hidrograf banjir rencana P.M.P dengan base flow

| J a m | Debit P.M.P (m ³ /det) | Base flow (m ³ /det) | Total debit (m ³ /det) |
|-------|--|--------------------------------------|--|
| 1 | 26,683 | 8,795 | 35,478 |
| 2 | 147,489 | 8,795 | 156,284 |
| 3 | 413,436 | 8,795 | 422,231 |
| 4 | 868,288 | 8,795 | 877,083 |
| 4,57 | 1.308,069 | 8,795 | 1.314,864 |
| 5 | 1.426,368 | 8,795 | 1.435,163 |
| 6 | 1.400,913 | 8,795 | 1.409,708 |
| 7 | 1.317,378 | 8,795 | 1.326,173 |
| 8 | 1.182,612 | 8,795 | 1.191,407 |
| 9 | 1.018,498 | 8,795 | 1.027,293 |
| 10 | 867,869 | 8,795 | 876,764 |
| 11 | 739,725 | 8,795 | 748,520 |
| 12 | 630,451 | 8,795 | 639,246 |
| 12,11 | 578,218 | 8,795 | 587,013 |
| 13 | 521,059 | 8,795 | 529,854 |
| 14 | 469,930 | 8,795 | 478,725 |
| 15 | 424,663 | 8,795 | 433,458 |
| 16 | 384,811 | 8,795 | 393,606 |
| 17 | 346,279 | 8,795 | 355,074 |
| 18 | 311,229 | 8,795 | 320,024 |
| 19 | 279,786 | 8,795 | 288,581 |
| 20 | 252,061 | 8,795 | 260,856 |
| 21 | 225,922 | 8,795 | 234,717 |
| 22 | 203,742 | 8,795 | 212,537 |
| 23 | 182,803 | 8,795 | 191,698 |
| 23,42 | 170,016 | 8,795 | 178,811 |
| 24 | 159,426 | 8,795 | 168,221 |





GAMBAR : 3.12

3.5. PENENTUAN DEBIT ANDALAN

Debit andalan adalah debit yang diharapkan selalu tersedia sepanjang tahun sesuai dengan probabilitas kejadian yang direncanakan. Semakin besar probabilitas kejadiannya semakin kecil pula debit yang ada.

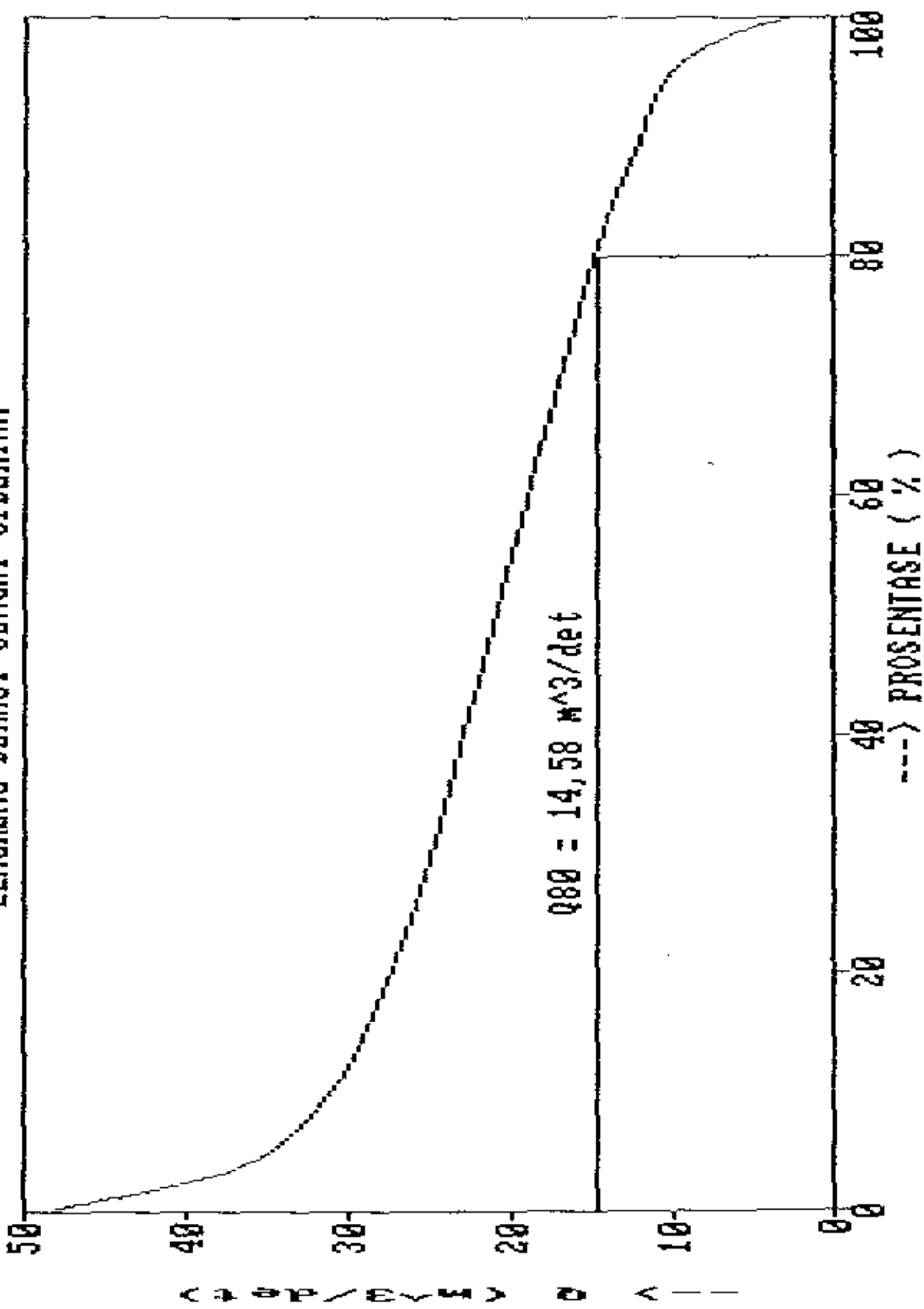
Untuk perhitungan debit andalan ini ditetapkan debit andalan 80 % (Q_{80}) yaitu debit yang kemungkinan terjadi atau dilampauinya adalah sebesar 80 % yang berarti resiko yang dihadapi karena terjadinya debit yang lebih kecil dari debit andalan adalah 20 % dari banyaknya pengamatan.

Debit andalan pada proyek bendungan Tanjung didapatkan dari data debit rata-rata bulannya dengan menggunakan lengkung durasi (duration curve), sedangkan perhitungannya dapat dilihat pada tabel 3.32, kemudian dari tabel tersebut dibuat lengkung durasinya seperti pada gambar 3.13 sehingga dari gambar lengkung durasi tersebut didapat debit andalan (Q_{80}) = 14,58 m³/det .

Tabel : 3.32

Perhitungan duration curve

| INTERVAL (m ³ /dt) | TITIK TENGAH (m ³ /det) | FREKWENSI | FREKW. KUMULATIF | PROSENTASE % |
|----------------------------------|--|-----------|---------------------|-----------------|
| 45,1 - 50 | 47,5 | 1 | 1 | 0,42 |
| 40,1 - 45 | 42,5 | 3 | 4 | 1,67 |
| 35,1 - 40 | 37,5 | 4 | 8 | 3,33 |
| 30,1 - 35 | 32,5 | 12 | 20 | 8,33 |
| 25,1 - 30 | 27,5 | 30 | 50 | 20,83 |
| 20,1 - 25 | 22,5 | 53 | 103 | 42,92 |
| 15,1 - 20 | 17,5 | 58 | 162 | 67,50 |
| 10,1 - 15 | 12,5 | 49 | 211 | 87,92 |
| 5,1 - 10 | 7,5 | 24 | 235 | 97,92 |
| 0,0 - 5 | 2,5 | 5 | 240 | 100 |



GAMBAR : 3.13

B A B IV

ANALISA SEDIMEN DAN PERKIRAAN UMUR WADUK

4.1. ANGKUTAN SEDIMEN

Mengenai material yang diangkut oleh aliran air di suatu sungai dapat digolongkan dalam beberapa macam yang berdasarkan pada :

1. Bergeraknya yaitu berhubungan dengan keadaan aliran /mekanisme angkutannya.
2. Keadaan besar butir/gradasi material.
3. Macam material.

Sedangkan dari mekanisme angkutannya, angkutan sedimen di sungai dapat dibedakan dalam 3 (tiga) jenis yaitu :

- Muatan dasar (bed load).
- Muatan melayang (suspended load).
- Muatan kikisan (wash load).

Muatan dasar (bed load) adalah material dasar sungai yang bergerak secara menggeser, menggelinding dan melompat-lompat akibat dari gaya seret aliran sungai.

Muatan melayang (suspended load) adalah material dasar sungai yang bergerak melayang dalam aliran sungai.

Muatan kikisan (wash load) adalah partikel halus yang berukuran kurang dari 50 μm yang tidak dapat mengendap pada dasar sungai, material tersebut melayang pada permukaan.

Dalam memperhitungkan jumlah angkutan sedimen yang terangkut dalam sungai, biasanya yang diperhitungkan hanya angkutan bed load dan suspended load saja, karena wash load

tidak berpengaruh terhadap alterasi dasar sungai ataupun pendangkalan dasar waduk.

4.1.1. Perhitungan Hubungan Antara Debit Air dan Debit Sedimen

Untuk mendapatkan hubungan antara debit air (Q_w) dan debit sedimen (Q_s) perlu adanya suatu harga konsentrasi (C) dari suatu sungai yang ditinjau. Hubungan tersebut dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$Q_s = Q_w \times C \times K$$

dimana :

Q_s = debit sedimen (ton/hari).

Q_w = debit aliran (m^3/det).

C = konsentrasi sedimen (mg/l)

$K = 0,0864$ (konstanta dimensi satuan).

Adapun data pengamatan dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel : 4.1 Data pengamatan sedimen transport

| No. | Q_w (m^3/det) | Kadar lumpur (mg/l) | Q_s (ton/hari) |
|-----|------------------------|----------------------------|-----------------------|
| 1 | 10,96 | 76,45 | 72,38 |
| 2 | 9,30 | 51,58 | 41,46 |
| 3 | 10,96 | 35,00 | 33,14 |
| 4 | 32,33 | 871,31 | 2.433,76 |
| 5 | 14,28 | 84,74 | 104,52 |
| 6 | 37,03 | 1.086,05 | 3.506,33 |
| 7 | 16,81 | 155,66 | 226,06 |
| 8 | 14,28 | 30,39 | 37,49 |
| 9 | 11,42 | 23,95 | 23,63 |
| 10 | 26,71 | 320,53 | 739,70 |
| 11 | 26,71 | 658,55 | 1.519,79 |
| 12 | 40,89 | 1.206,58 | 4.263,19 |
| 13 | 26,71 | 253,28 | 584,54 |
| 14 | 40,89 | 1.132,88 | 4.002,84 |
| 15 | 18,14 | 128,95 | 202,15 |
| 16 | 14,46 | 68,08 | 86,31 |
| 17 | 11,88 | 54,34 | 55,79 |
| 18 | 10,13 | 35,00 | 30,64 |
| 19 | 11,42 | 41,45 | 40,90 |
| 20 | 14,00 | 68,16 | 82,44 |
| 21 | 9,12 | 48,82 | 38,46 |

lanjutan

| No. | Qv (m ³ /det) | Kadar lumpur (mg/l) | Qs (ton/hari) |
|---------------|-------------------------------|--------------------------|--------------------|
| 22 | 7,55 | 10,13 | 6,61 |
| 23 | 6,85 | 31,32 | 18,82 |
| 24 | 10,96 | 8,29 | 7,85 |
| 25 | 11,42 | 58,95 | 58,17 |
| 26 | 7,74 | 26,71 | 17,85 |
| 27 | 11,61 | 88,42 | 88,66 |
| 28 | 6,58 | 40,53 | 23,06 |
| 29 | 16,39 | 138,08 | 197,00 |
| 30 | 12,07 | 56,18 | 58,57 |
| 31 | 11,28 | 137,24 | 133,78 |
| 32 | 20,31 | 125,26 | 219,80 |
| 33 | 14,14 | 84,74 | 103,51 |
| 34 | 15,98 | 110,53 | 152,60 |
| 35 | 20,82 | 184,21 | 331,30 |
| 36 | 27,82 | 230,26 | 553,38 |
| 37 | 17,32 | 70,00 | 104,73 |
| 38 | 12,66 | 45,13 | 49,38 |
| 39 | 10,82 | 23,95 | 22,39 |
| 40 | 9,30 | 12,89 | 10,36 |
| 41 | 7,74 | 35,92 | 24,01 |
| 42 | 7,37 | 24,87 | 15,83 |
| 43 | 6,58 | 115,13 | 65,51 |
| 44 | 6,36 | 17,50 | 9,61 |
| 45 | 4,70 | 34,08 | 13,83 |
| 46 | 4,01 | 23,95 | 8,29 |
| 47 | 4,47 | 8,29 | 3,20 |
| 48 | 5,76 | 100,39 | 49,93 |
| 49 | 5,34 | 59,87 | 27,63 |
| 50 | 3,78 | 6,45 | 2,10 |
| 51 | 3,50 | 12,88 | 3,90 |
| 52 | 22,75 | 26,71 | 52,50 |
| 53 | 17,96 | 420,00 | 651,75 |
| 54 | 18,42 | 749,73 | 1.193,26 |
| 55 | 12,34 | 151,05 | 161,08 |
| 56 | 7,74 | 6,45 | 4,31 |
| 57 | 10,64 | 14,74 | 13,55 |
| 58 | 15,84 | 143,68 | 196,67 |
| 59 | 13,12 | 154,74 | 175,47 |
| 60 | 14,00 | 64,47 | 77,99 |
| 61 | 7,37 | 100,39 | 63,91 |
| J U M L A H = | | | 23.097,70 |

4.1.2. Perhitungan Suspended Load

Untuk menentukan besarnya suspended load material perlu adanya pendekatan yang merupakan harga korelasi antara debit yang mengalir dengan debit sedimen suspensi dengan menggunakan persamaan Power Regresi sebagai berikut :

$$Y = A \cdot X^B$$

dimana :

$Y = Q_s$ (= debit suspended load, ton/hari), sebagai ordinat Y.

A = Konstanta regresi.

$X = Q_v$ (= debit aliran air, m³/det), sebagai absis X

B = koefisien regresi.

sehingga persamaan diatas menjadi :

$$Q_s = A \cdot Q_v^B$$

Untuk mempermudah perhitungan, persamaan tersebut dirubah ke bentuk linier regresi dengan menggunakan persamaan log, sebagai berikut :

$$\log Q_s = Y$$

$$\log A = Z$$

$$\log Q_v = X, \text{ maka : } Y = Z + B \cdot X$$

dimana :

$$Z = \frac{\sum Y - B \sum X}{n}, \quad n = \text{jumlah sampel}$$

$$B = \frac{n \sum X \cdot Y - \sum X \cdot \sum Y}{n \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

$$r = \frac{n \sum X \cdot Y - \sum X \cdot \sum Y}{\left(n \sum X^2 - (\sum X)^2 \right)^{1/2} \cdot \left(n \sum Y^2 - (\sum Y)^2 \right)^{1/2}}$$

r = angka korelasi.

Perhitungannya seperti pada tabel dibawah ini :

Tabel : 4.2 Perhitungan suspended load

| No. | Q_s (ton/hr) | Q_v (m^3/dt) | Log Q_s = Y | Log Q_v = X | Y^2 | X^2 | X . Y |
|-----|-------------------|-----------------------|------------------|------------------|-------|-------|-------|
| 1 | 72,39 | 10,96 | 1,86 | 1,04 | 3,46 | 1,08 | 1,93 |
| 2 | 41,46 | 9,30 | 1,62 | 0,97 | 2,62 | 0,94 | 1,57 |
| 3 | 33,14 | 10,96 | 1,52 | 1,04 | 2,31 | 1,08 | 1,59 |
| 4 | 2.433,76 | 32,33 | 3,39 | 1,51 | 11,47 | 2,28 | 5,11 |
| 5 | 104,52 | 14,28 | 2,02 | 1,15 | 4,08 | 1,33 | 2,33 |
| 6 | 3.506,33 | 37,03 | 3,54 | 1,57 | 12,57 | 2,46 | 5,56 |
| 7 | 226,06 | 16,81 | 2,35 | 1,23 | 5,54 | 1,50 | 2,89 |
| 8 | 37,48 | 14,28 | 1,57 | 1,15 | 2,48 | 1,33 | 1,82 |
| 9 | 23,63 | 11,42 | 1,37 | 1,06 | 1,89 | 1,12 | 1,45 |
| 10 | 739,70 | 26,71 | 2,87 | 1,43 | 8,23 | 2,04 | 4,09 |
| 11 | 1.519,78 | 26,71 | 3,18 | 1,43 | 10,12 | 2,04 | 4,54 |
| 12 | 4.263,19 | 40,89 | 3,63 | 1,61 | 13,17 | 2,60 | 5,85 |
| 13 | 584,54 | 26,71 | 2,77 | 1,43 | 7,66 | 2,04 | 3,95 |
| 14 | 4.002,84 | 40,89 | 3,60 | 1,61 | 12,98 | 2,60 | 5,81 |
| 15 | 202,15 | 18,14 | 2,31 | 1,26 | 5,32 | 1,58 | 2,90 |
| 16 | 86,31 | 14,46 | 1,94 | 1,16 | 3,75 | 1,35 | 2,25 |
| 17 | 55,78 | 11,88 | 1,75 | 1,07 | 3,05 | 1,16 | 1,88 |
| 18 | 30,64 | 10,13 | 1,49 | 1,01 | 2,21 | 1,01 | 1,48 |
| 19 | 40,90 | 11,42 | 1,61 | 1,06 | 2,60 | 1,12 | 1,70 |
| 20 | 82,44 | 14,00 | 1,82 | 1,15 | 3,67 | 1,31 | 2,20 |
| 21 | 38,46 | 9,12 | 1,58 | 0,96 | 2,51 | 0,92 | 1,52 |
| 22 | 6,61 | 7,55 | 0,82 | 0,88 | 0,67 | 0,77 | 0,72 |
| 23 | 18,82 | 6,95 | 1,27 | 0,84 | 1,62 | 0,71 | 1,07 |
| 24 | 7,85 | 10,96 | 0,89 | 1,04 | 0,80 | 1,08 | 0,93 |
| 25 | 58,17 | 11,42 | 1,76 | 1,06 | 3,11 | 1,12 | 1,87 |
| 26 | 17,85 | 7,74 | 1,25 | 0,89 | 1,57 | 0,79 | 1,11 |
| 27 | 88,66 | 11,61 | 1,95 | 1,06 | 3,79 | 1,13 | 2,07 |
| 28 | 23,06 | 6,59 | 1,36 | 0,82 | 1,86 | 0,67 | 1,12 |
| 29 | 187,00 | 16,38 | 2,28 | 1,21 | 5,26 | 1,48 | 2,79 |
| 30 | 58,57 | 12,07 | 1,77 | 1,08 | 3,12 | 1,17 | 1,91 |
| 31 | 133,78 | 11,28 | 2,13 | 1,05 | 4,52 | 1,11 | 2,24 |
| 32 | 218,80 | 20,31 | 2,34 | 1,31 | 5,49 | 1,71 | 3,06 |
| 33 | 103,51 | 14,14 | 2,01 | 1,15 | 4,06 | 1,32 | 2,32 |
| 34 | 152,60 | 15,98 | 2,18 | 1,20 | 4,77 | 1,45 | 2,63 |
| 35 | 331,30 | 20,82 | 2,52 | 1,32 | 6,35 | 1,74 | 3,32 |
| 36 | 553,38 | 27,82 | 2,74 | 1,44 | 7,52 | 2,09 | 3,96 |
| 37 | 104,73 | 17,32 | 2,02 | 1,24 | 4,08 | 1,53 | 2,50 |
| 38 | 49,38 | 12,66 | 1,69 | 1,10 | 2,87 | 1,22 | 1,87 |
| 39 | 22,39 | 10,82 | 1,35 | 1,03 | 1,82 | 1,07 | 1,40 |
| 40 | 10,36 | 9,30 | 1,02 | 0,97 | 1,03 | 0,94 | 0,98 |

lanjutan

| NO. | Qs (ton/hr) | Qv (m ³ /dt) | Log Qs = Y | Log Qv = X | Y ² | X ² | X . Y |
|---------------|----------------|----------------------------|---------------|---------------|----------------|----------------|--------|
| 41 | 24,01 | 7,74 | 1,38 | 0,89 | 1,81 | 0,78 | 1,23 |
| 42 | 15,83 | 7,37 | 1,20 | 0,87 | 1,44 | 0,75 | 1,04 |
| 43 | 65,51 | 6,59 | 1,82 | 0,82 | 3,30 | 0,67 | 1,49 |
| 44 | 9,61 | 6,36 | 0,98 | 0,80 | 0,97 | 0,65 | 0,79 |
| 45 | 13,83 | 4,70 | 1,14 | 0,67 | 1,30 | 0,45 | 0,77 |
| 46 | 8,29 | 4,01 | 0,92 | 0,60 | 0,84 | 0,36 | 0,55 |
| 47 | 3,20 | 4,47 | 0,51 | 0,65 | 0,26 | 0,42 | 0,33 |
| 48 | 49,93 | 5,76 | 1,70 | 0,76 | 2,88 | 0,58 | 1,29 |
| 49 | 27,63 | 5,34 | 1,44 | 0,73 | 2,08 | 0,53 | 1,05 |
| 50 | 2,10 | 3,78 | 0,32 | 0,58 | 0,10 | 0,33 | 0,19 |
| 51 | 3,90 | 3,50 | 0,59 | 0,54 | 0,35 | 0,30 | 0,32 |
| 52 | 52,50 | 22,75 | 1,72 | 1,36 | 2,96 | 1,84 | 2,33 |
| 53 | 651,75 | 17,86 | 2,81 | 1,25 | 7,92 | 1,57 | 3,53 |
| 54 | 1.193,26 | 18,42 | 3,08 | 1,27 | 9,47 | 1,60 | 3,89 |
| 55 | 161,08 | 12,34 | 2,21 | 1,09 | 4,87 | 1,19 | 2,41 |
| 56 | 4,31 | 7,74 | 0,63 | 0,89 | 0,40 | 0,79 | 0,56 |
| 57 | 13,55 | 10,64 | 1,13 | 1,03 | 1,28 | 1,05 | 1,16 |
| 58 | 196,67 | 15,84 | 2,29 | 1,20 | 5,26 | 1,44 | 2,75 |
| 59 | 175,47 | 13,12 | 2,24 | 1,12 | 5,04 | 1,25 | 2,51 |
| 60 | 77,98 | 14,00 | 1,89 | 1,15 | 3,58 | 1,31 | 2,17 |
| 61 | 63,91 | 7,37 | 1,81 | 0,87 | 3,26 | 0,75 | 1,57 |
| J U M L A H = | | | 113,09 | 65,72 | 245,46 | 74,61 | 132,22 |

Dari perhitungan tabel diatas maka :

$$B = \frac{(61 \cdot 132,22) - (65,72 \cdot 113,09)}{61 (74,61) - (65,72)^2} = 2,73$$

$$Z = \frac{113,09 - (2,73 \cdot 65,72)}{61} = -1,09$$

$$r = \frac{(61 \cdot 132,22) - (65,72 \cdot 113,09)}{\{61 \cdot 74,61 - (65,72)^2\}^{1/2} \cdot \{61 \cdot 245,46 - (113,09)^2\}^{1/2}}$$

$$r = 0,934$$

Maka persamaan Power Regresi menjadi :

$$Y = -1,09 + 2,73 \cdot X, \text{ atau :}$$

$$Q_s = 0,08 \cdot Q_v^{2,73}$$

Perhitungan suspended load rata-rata ditabelkan sebagai berikut :

tabel : 4.3 Perhitungan suspended load rata-rata

| B u l a n | $Q_s = 0,08 \times Q_v^{2,73}$ | |
|---------------|--------------------------------|--------------------|
| | Q_v (m ³ /det) | Q_s (ton/hari) |
| JANUARI | 29,50 | 823,58 |
| FEBRUARI | 21,70 | 356,14 |
| MARET | 21,40 | 342,86 |
| APRIL | 23,90 | 463,57 |
| M E I | 19,90 | 281,16 |
| J U N I | 13,30 | 93,58 |
| J U L I | 12,00 | 70,67 |
| AGUSTUS | 11,10 | 57,12 |
| SEPTEMBER | 16,70 | 174,22 |
| OKTOBER | 18,70 | 237,26 |
| NOPEMBER | 20,60 | 308,99 |
| DESEMBER | 18,90 | 244,25 |
| J U M L A H = | | 3.453,40 |

4.1.3. Perhitungan Bed Load

Untuk perhitungan angkutan dasar (bed load) dipakai tabel Boorland dan Moddock, dimana Boorland dan Moddock (Sedimentation Studies For Planning of Reservation by USBR IV th Congress on Large Dam's 1951), memberikan harga persentase yang diambil tergantung dari konsentrasi suspended load material, jenis bahan bed material dan bahan asal dari suspendednya. Tabel Boorland dan Moddock adalah sebagai berikut :

Tabel : 4.4

Tabel Boorland - Moddock

| Suspended Load concentration | Jenis Bahan Bed Material | Bahan Asal Suspended Load | % Bed Load thd. Total Susp. load |
|------------------------------|--------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| Kecil 1000 ppm ke-bawah | Pasir | Sama dengan bahan bed material | 50 % |
| | Kerikil & batu | Clay, silt dengan sedikit pasir | 5 % |
| Sedang 1000 - 7500 ppm | Pasir | Sama dengan bahan bed material | 10 - 20 % |
| | Kerikil & batu | Clay, silt, 25 % pasir atau kurang | 5 - 10 % |
| Tinggi 7500 mm keatas | Pasir | Sama dengan bahan bed material | 10 - 20 % |
| | Kerikil & batu | Clay, silt, 25 % pasir atau kurang | |

SUMBER : PUSLITBANG PENGAIRAN

Pada wilayah sungai Cidurian konsentrasi suspended load maksimum 1206,58 mg/l (ppm), maka bila dibandingkan dengan tabel Boorland dan Moddock maka jenis konsentrasi suspended load termasuk dalam kategori sedang (1000 - 7500 ppm) sedangkan jenis material dasar sungai sebagian besar berupa pasir, maka konsentrasi bed load terhadap total suspended load menurut tabel diatas = 10 - 20 % (diambil=15%)
Jadi bed load yang terjadi = 15 % x total suspended load.

$$= 15 \% \times 3453,40$$

$$= 518,01 \text{ ton / hari}$$

$$\text{Total angkutan sedimen} = (3453,40 + 518,01) \text{ ton/hari}$$

$$= 3.971,41 \text{ ton / hari}$$

$$= 1.449.564,65 \text{ ton / tahun}$$

4.2. SEDIMENTASI DALAM WADUK

Faktor penting untuk menghitung sedimentasi dalam waduk adalah banyaknya sedimen yang masuk ke dalam waduk dan kemudian menghitung rapat massa rata-rata sedimen trap efisiensi. Dalam menentukan rapat massa dipakai perumusan *Lane and Koelzer* yaitu sebagai berikut :

$$\rho_{br} = \rho_{bi} + B \log T$$

dimana :

ρ_{bi} = rapat massa curah permukaan, diambil menjadi nilai setelah satu tahun konsolidasi.

Untuk keadaan normal suatu penurunan waduk sedang, maka : $\rho_{bi} = 1185$ (lanau).

B = koefisien konsolidasi = 45

T = waktu / umur waduk = 50 tahun.

maka :

$$\begin{aligned} \rho_{br} &= 1185 + 45 \log T \\ &= 1185 + 45 \log 50 \\ &= 1261,45 \text{ kg / m}^3. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{maka total sedimen} &= \frac{1.449.564,65}{1261,45} \cdot 1000 \\ &= 1.149.125,728 \text{ m}^3 / \text{tahun}. \end{aligned}$$

Perhitungan trap efisiensi, dimana yang dimaksud adalah perbandingan antara banyaknya sedimen yang diendapkan dan total sedimen inflow. Untuk memperoleh trap efisiensi didapatkan dari grafik hubungan antara prosentase sedimen trap dengan angka perbandingan kapasitas aliran inflow yang dibuat oleh Gunar - Brune.

- diketahui kapasitas waduk = $97,515 \times 10^6 \text{ m}^3$.
- debit inflow rata-rata tahunan = $19,017 \text{ m}^3/\text{det.}$

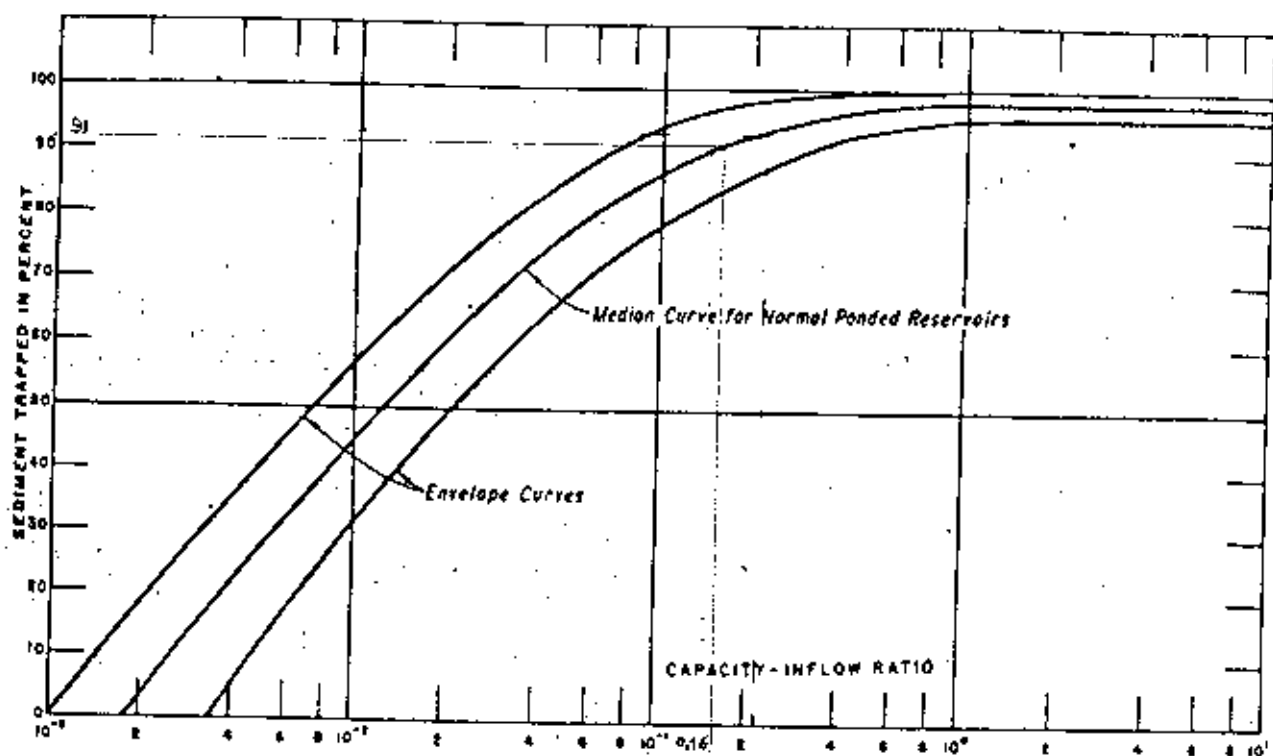
$$\begin{aligned}\text{Jadi volume inflow 1 tahun} &= 19,017 \cdot 365 \cdot 24 \cdot 3600 \\ &= 599.720.112 \text{ m}^3.\end{aligned}$$

$$\text{capacity inflow ratio} = \frac{97.515 \cdot 10^3}{599.720.112} = 0,16$$

dari grafik 4.1 \longrightarrow sedimen trapped = 91 %

Jadi volume sedimen jika umur waduk = 50 tahun adalah,

$$\begin{aligned}\text{volume} &= 91 \% \times 1.149.125,728 \times 50 \\ &= 52,285.10^6 \text{ m}^3.\end{aligned}$$



GAMBAR : 4.1. Grafik hubungan antara kapasitas waduk dengan trap efisiensi

lanjutan

| KEJADIAN | NAMA STA : JASINGA | | NAMA STA : TOGE | | NAMA STA : CISUDEG | | NAMA STA : CIANTEN | | TOTAL | MAX (mm) |
|----------|--------------------------------|-------------|-------------------------------|-------------|-------------------------------|-------------|-------------------------------|-------------|--------|---------------|
| | A = 115,36 KM2 KDEF = 0,412 | | A = 29,12 KM2 KDEF = 0,104 | | A = 89,88 KM2 KDEF = 0,321 | | A = 45,64 KM2 KDEF = 0,163 | | | |
| | R (mm) | R= R x KDEF | R (mm) | R= R x KDEF | R (mm) | R= R x KDEF | R (mm) | R= R x KDEF | | |
| 19-3-68 | 125,000 | 51,500 | 35,000 | 3,640 | 3,000 | 0,963 | 41,000 | 6,683 | 62,786 | 65,171 |
| 1-9-68 | 18,000 | 7,416 | 106,000 | 11,024 | 0,000 | 0,000 | 45,000 | 7,335 | 25,775 | |
| 15-9-68 | 46,000 | 18,952 | 75,000 | 7,800 | 75,000 | 24,075 | 88,000 | 14,344 | 65,171 | |
| 7-10-68 | 0,000 | 0,000 | 86,000 | 8,944 | 0,000 | 0,000 | 127,000 | 20,701 | 29,645 | |
| 28-4-67 | 100,000 | 41,200 | 25,000 | 2,600 | 6,000 | 1,926 | 0,000 | 0,000 | 45,726 | 50,088 |
| 4-5-67 | 72,000 | 29,664 | 126,000 | 13,104 | 1,000 | 0,321 | 0,000 | 0,000 | 43,089 | |
| 27-11-67 | 20,000 | 8,240 | 32,000 | 3,328 | 120,000 | 38,520 | 0,000 | 0,000 | 50,088 | |
| 20-11-67 | 19,000 | 7,828 | 39,000 | 4,056 | 0,000 | 0,000 | 87,000 | 14,181 | 26,065 | |
| 4-2-66 | 100,000 | 41,200 | 5,000 | 0,520 | 45,000 | 14,445 | 4,000 | 0,652 | 56,817 | 56,817 |
| 24-1-66 | 0,000 | 0,000 | 98,000 | 10,192 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 10,192 | |
| 18-5-66 | 32,000 | 13,184 | 5,000 | 0,520 | 111,000 | 35,631 | 6,000 | 0,978 | 50,313 | |
| 21-4-66 | 20,000 | 8,240 | 96,000 | 9,984 | 19,000 | 6,099 | 108,000 | 17,604 | 41,927 | |
| 2-6-65 | 112,000 | 46,144 | 4,000 | 0,416 | 0,000 | 0,000 | 16,000 | 2,608 | 49,168 | 51,263 |
| 17-6-65 | 0,000 | 0,000 | 103,000 | 10,712 | 12,000 | 3,852 | 0,000 | 0,000 | 14,564 | |
| 5-12-65 | 50,000 | 20,600 | 15,000 | 1,560 | 80,000 | 25,680 | 21,000 | 3,423 | 51,263 | |
| 21-4-65 | 0,000 | 0,000 | 31,000 | 3,224 | 2,000 | 0,642 | 145,000 | 23,635 | 27,501 | |
| 9-2-64 | 133,000 | 54,796 | 3,000 | 0,312 | 6,000 | 1,926 | 0,000 | 0,000 | 57,034 | 57,034 |
| 21-8-64 | 6,000 | 2,472 | 123,000 | 12,792 | 7,000 | 2,247 | 23,000 | 3,749 | 21,260 | |
| 26-12-64 | 0,000 | 0,000 | 50,000 | 5,200 | 86,000 | 27,606 | 0,000 | 0,000 | 32,806 | |
| 25-4-64 | 0,000 | 0,000 | 3,000 | 0,312 | 13,000 | 4,173 | 79,000 | 12,877 | 17,362 | |
| 5-5-63 | 132,000 | 54,384 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 54,384 | 55,981 |
| 23-1-63 | 50,000 | 20,600 | 205,000 | 21,320 | 24,000 | 7,704 | 39,000 | 6,357 | 55,981 | |
| 15-3-63 | 0,000 | 0,000 | 17,000 | 1,768 | 128,000 | 41,088 | 37,000 | 6,031 | 48,887 | |
| 25-11-63 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 58,000 | 9,454 | 9,454 | |
| 16-3-62 | 144,000 | 59,328 | 6,000 | 0,624 | 20,000 | 6,420 | 45,000 | 7,335 | 73,707 | 73,707 |
| 21-3-62 | 0,000 | 0,000 | 107,000 | 11,128 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 11,128 | |
| 15-7-62 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 122,000 | 39,162 | 13,000 | 2,119 | 41,281 | |
| 27-11-62 | 70,000 | 28,840 | 1,000 | 0,104 | 12,000 | 3,852 | 89,000 | 14,507 | 47,303 | |
| 2-5-61 | 195,000 | 80,340 | 3,000 | 0,312 | 7,000 | 2,247 | 17,000 | 2,771 | 85,670 | 85,670 |
| 8-5-61 | 16,000 | 6,592 | 234,000 | 24,336 | 0,000 | 0,000 | 15,000 | 2,445 | 33,373 | |
| 22-3-61 | 85,000 | 35,020 | 12,000 | 1,248 | 108,000 | 34,668 | 0,000 | 0,000 | 70,936 | |
| 15-5-61 | 26,000 | 10,712 | 25,000 | 2,600 | 20,000 | 6,420 | 175,000 | 28,525 | 48,257 | |
| 5-2-60 | 128,000 | 52,736 | 39,000 | 4,056 | 0,000 | 0,000 | 32,000 | 5,216 | 62,008 | 69,463 |
| 3-9-60 | 75,000 | 30,900 | 131,000 | 13,624 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 44,524 | |
| 6-11-60 | 0,000 | 0,000 | 51,000 | 5,304 | 130,000 | 41,730 | 74,000 | 12,062 | 59,096 | |
| 3-9-60 | 75,000 | 30,900 | 131,000 | 13,624 | 0,000 | 0,000 | 153,000 | 24,939 | 69,463 | |

B A B V

STUDI OPERASI RESERVOIR

5.1. U M U M

Secara umum air merupakan kebutuhan yang sangat vital bagi kehidupan manusia dan alam semesta dimana didalam kehidupan kita air tidak selalu tersedia dalam keadaan cukup untuk memenuhi kehidupan. Pada musim kemarau di sebagian daerah akan mengalami kekurangan air/kekeringan dan sebaliknya bila musim penghujan tiba air yang tersedia berlimpah-limpah sampai terjadi banjir akibat banyaknya air yang tidak dapat ditampung di palung sungai.

Air yang berlimpah-limpah bila dapat dikendalikan dan ditampung didalam reservoir/waduk merupakan sumber daya yang dapat dipakai untuk kepentingan dan kesejahteraan manusia. Masalahnya sekarang bagaimana menampung air di waduk yang dapat dipergunakan untuk irigasi, menghasilkan tenaga listrik dan lain-lain dengan tidak merubah lingkungan dan dapat dipertanggung jawabkan secara teknis maupun ekonomis. Memang secara ideal tidaklah mungkin untuk membuat waduk dengan tidak mengubah kondisi lingkungan aslinya. Tetapi kalau dilihat potensi dari pada air itu sendiri yang dapat mensuplai air untuk irigasi dan juga dapat menghasilkan tenaga listrik yang besar, maka kerusakan yang kecil itu adalah relatif lebih kecil jika dibandingkan dengan manfaat yang akan diperoleh. Jadi relevanlah waduk tersebut dibangun dengan mengurangi kerugian-kerugian akibat pembangunan waduk

tersebut sekecil mungkin.

Kalau dilihat secara teknis, makin tinggi genangan air mengakibatkan tinggi jatuh (head) makin besar dan ini berakibat pula bertambah besarnya tenaga listrik yang dihasilkan. Tetapi harus juga dilihat dari segi sosialnya yaitu dengan semakin tingginya genangan apakah tidak mengakibatkan dampak yang negatif. Maka disini diperlukan penentuan dimana daerah-daerah yang tergenang dan diperkirakan volume airnya tertampung sehingga dapat dipergunakan sebagai pedoman untuk perencanaan reservoir selanjutnya.

5.2. KAPASITAS WADUK

5.2.1. Lengkung Kapasitas dan Luas Waduk

Kapasitas dari calon bendungan dapat ditentukan dari kondisi topografi daerah yang bersangkutan. Penentuan kapasitas ini didapatkan dari susunan garis-garis kontour yang menyatakan profil permukaan tanah dengan elevasi yang berbeda.

Lengkung atau kurva kapasitas adalah hubungan antara tinggi (elevasi) dari daerah calon genangan waduk dengan volume waduk dan luas daerah genangan waduk, sehingga dengan kurva ini dapat diketahui volume air yang dapat ditampung oleh waduk. Tinggi (elevasi) dasar yang diambil adalah dasar sungai (river bed) di tempat rencana as bendungan.

Besarnya kapasitas isi antara 2 (dua) bidang garis tinggi dinyatakan dengan rumus :

$$I_k = \sum (F_i + F_{i+1}) \times 0,5 \times (h_{i+1} - h_i)$$

$$I_k = \sum_{i=1}^n I_k$$

dimana :

I_i = isi pada elevasi garis tinggi mulai h_i sampai h_{i+1} (m^3)

F_i = Luas daerah dikelilingi garis tinggi h_i (km^2)

F_{i+1} = luas daerah dikelilingi garis tinggi h_{i+1} (km^2)

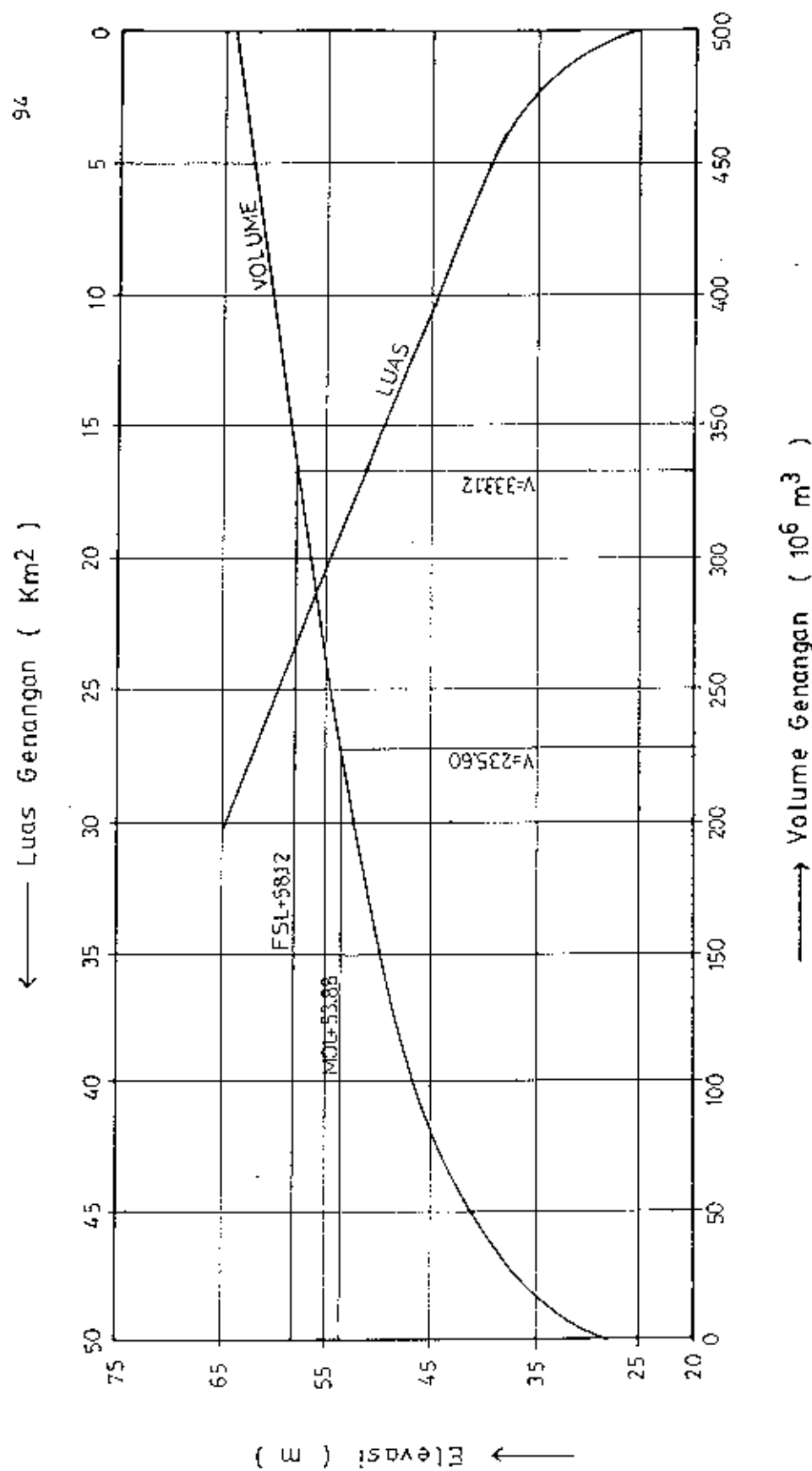
I_t = isi total (m^3)

Perhitungan kapasitas dan luas waduk adalah seperti pada tabel berikut:

Tabel : 5.1 Perhitungan kapasitas dan luas waduk

| Elevasi (m) | L u a s (km^2) | Rata-2 luas (km^2) | $h(i+1) - h_i$ (m) | I s i ($10^6 m^3$) | Kumulatif i s i ($10^6 m^3$) |
|------------------|-----------------------|------------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------------------|
| +20.00 | +0,00 | | | | |
| +25.00 | +0,13 | +0,065 | 5 | 0,325 | 0,325 |
| +30.00 | +0,60 | +0,365 | 5 | 1,825 | 2,150 |
| +35.00 | +3,02 | +1,810 | 5 | 9,050 | 11,200 |
| +40.00 | +7,20 | +5,110 | 5 | 25,550 | 36,750 |
| +45.00 | +11,30 | +9,250 | 5 | 46,250 | 83,000 |
| +50.00 | +16,20 | +13,75 | 5 | 68,750 | 151,750 |
| +55.00 | +21,34 | +18,77 | 5 | 93,850 | 245,600 |
| +60.00 | +25,26 | +23,30 | 5 | 116,500 | 362,100 |
| +65.00 | +31,05 | +28,155 | 5 | 140,775 | 502,875 |

Kemudian dari data tabel 5.1 diatas dapat digambarkan kurva kapasitas dan luas waduk yang menunjukkan hubungan antara elevasi, luas genangan dan kapasitas/volume dari waduk seperti pada gambar 5.1.



GAMBAR: 5.1. HUBUNGAN ELEVASI — VOLUME — LUAS GENANGAN

5.2.2. Penentuan Kapasitas Waduk

Dalam menentukan kapasitas waduk, disini akan dicoba dengan dua alternatif yaitu waduk yang hanya berfungsi untuk PLTA saja dan waduk yang berfungsi untuk irigasi dan PLTA.

Pemilihan dua alternatif tersebut didasarkan pada keadaan setempat dimana pada bagian hilir waduk juga terdapat areal irigasi yang perlu diairi.

Untuk perhitungan kapasitas tampungan berguna waduk digunakan suatu model simulasi inflow - outflow dengan rumus kontinuitas sebagai berikut :

$$\frac{ds}{dt} = I - O - E \quad , \text{ dimana :}$$

S = tampungan waduk (m^3)

O = outflow (m^3)

I = inflow (m^3)

E = evaporasi (m^3)

A. DEBIT INFLOW

Dari data debit pada tabel 3.15 di muka, diambil data debit rata-rata bulanan pada tahun terkering (tahun pengamatan) yaitu pada tahun 1971 (rata-rata $Q = 15,50 \text{ m}^3/\text{dt}$).

Tabel : 3.2 Inflow rata-rata bulanan

| B u l a n | D e b i t (m^3/det) |
|-----------|-----------------------------------|
| JANUARI | 32,50 |
| FEBRUARI | 29,30 |
| MARET | 20,20 |
| APRIL | 13,80 |
| M E I | 8,40 |
| J U N I | 8,10 |
| J U L I | 6,70 |
| AGUSTUS | 5,50 |
| SEPTEMBER | 10,70 |
| OKTOBER | 14,90 |
| NOPEMBER | 17,70 |
| DESEMBER | 18,00 |

B. DEBIT OUTFLOW

Outflow yang akan terjadi pada bendungan Tanjung meliputi :

- Dari lengkung durasi PLTA Tanjung debit andalan yang diharapkan ada selama 80 % dari waktu tampungan yaitu sebesar $14,58 \text{ m}^3/\text{det.}$ Kalau direncanakan volume tampungan waduk dimanfaatkan untuk mendukung beban puncak selama 5 jam sehari, maka diperoleh debit pembangkitan sebesar $\frac{24}{5} \times 14,58 = 68,884 \text{ m}^3/\text{dt.}$
- Volume evaporasi pada genangan waduk, dimana evaporasi rata-rata sebesar 3 mm/hari.
- Jika waduk juga berfungsi untuk irigasi, areal sawah yang akan diairi seluas 1.890 ha. Kebutuhan air untuk irigasi tiap bulannya seperti pada tabel berikut:

Tabel : 5.3 Kebutuhan air dengan pola tanam padi - padi - polowijo (1890 ha)

| B u l a n | Kebutuhan Air (mm / ha) |
|-----------|------------------------------|
| JANUARI | 248,73 |
| FEBRUARI | 289,24 |
| MARET | 200,99 |
| APRIL | 229,10 |
| M E I | 300,35 |
| J U N I | 318,83 |
| J U L I | 354,55 |
| AGUSTUS | 314,23 |
| SEPTEMBER | 273,26 |
| OKTOBER | 241,64 |
| NOPEMBER | 289,13 |
| DESEMBER | 198,16 |

Dari data debit inflow dan outflow tersebut diatas kemudian dibuat perhitungannya seperti pada tabel 5.4 berikut.

| BULAN | INFLOW | | | | OUTFLOW | | | | | | | INFLOW ---- OUTFLOW | | |
|-----------|--------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------|-----------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| | | | | | IRIGASI | | PLTA | | PENGUAPAN | | | | | |
| | DEBIT | VOLUME | VOL.KUML. | | VOLUME | VOL.KUML. | DEBIT | VOLUME | VOL.KUML. | VOLUME | VOL.KUML. | TOT.INFL. | TOT.OUTFL. | 1 - 0 |
| | M ³ /DT | 10 ⁶ M ³ | 10 ⁶ M ³ | | 10 ⁶ M ³ | 10 ⁶ M ³ | M ³ /DT | 10 ⁶ | 10 ⁶ | 10 ⁶ M ³ | 10 ⁶ M ³ | 10 ⁶ M ³ | 10 ⁶ M ³ | 10 ⁶ M ³ |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 = 4 | 13=6+9+11 | 14 = 12-13 | |
| JANUARI | 32,30 | 87,0480 | 87,0480 | 4,7010 | 4,7010 | 14,58 | 39,05 | 39,05 | 1,4647 | 1,4647 | 87,0480 | 45,2168 | 41,8312 | |
| FEBRUARI | 29,30 | 70,8826 | 157,9306 | 5,4666 | 10,1676 | 14,58 | 35,27 | 74,32 | 1,3230 | 2,7878 | 157,9306 | 87,2784 | 70,6522 | |
| MARET | 20,20 | 54,1037 | 212,0342 | 3,7987 | 13,9663 | 14,58 | 39,05 | 113,37 | 1,4647 | 4,2525 | 212,0342 | 131,3929 | 80,6413 | |
| APRIL | 13,80 | 35,7696 | 247,8038 | 4,3300 | 18,2963 | 14,58 | 37,79 | 151,17 | 1,4175 | 5,6700 | 247,8038 | 175,1318 | 72,6721 | |
| MEL | 8,40 | 22,4986 | 270,3024 | 5,6766 | 23,9729 | 14,58 | 39,05 | 190,22 | 1,4647 | 7,1348 | 270,3024 | 221,3242 | 48,9782 | |
| JUNI | 9,10 | 23,5872 | 293,8896 | 6,0239 | 29,9968 | 14,58 | 37,79 | 228,01 | 1,4175 | 8,5523 | 293,8896 | 266,5596 | 27,3306 | |
| JULI | 6,70 | 17,9453 | 311,8349 | 6,7010 | 36,6978 | 14,58 | 39,05 | 267,06 | 1,4647 | 10,0170 | 311,8349 | 313,7758 | -1,9409 | |
| AGUSTUS | 5,50 | 14,7312 | 326,5661 | 5,9389 | 42,6368 | 14,58 | 39,05 | 306,11 | 1,4647 | 11,4818 | 326,5661 | 360,2305 | -33,6645 | |
| SEPTEMBER | 10,70 | 27,7344 | 354,3005 | 5,1646 | 47,8014 | 14,58 | 37,79 | 343,90 | 1,4175 | 12,8993 | 354,3005 | 404,6040 | -50,3035 | |
| OKTOBER | 14,90 | 39,9082 | 394,2086 | 4,5670 | 52,3704 | 14,58 | 39,05 | 382,95 | 1,4647 | 14,3640 | 394,2086 | 449,6868 | -55,4782 | |
| NOPEMBER | 17,70 | 45,8784 | 440,0870 | 5,4646 | 57,8349 | 14,58 | 37,79 | 420,74 | 1,4175 | 15,7815 | 440,0870 | 494,3603 | -54,2732 | |
| DESEMBER | 18,00 | 48,2112 | 488,2982 | 3,7432 | 61,5802 | 14,58 | 39,05 | 459,79 | 1,4647 | 17,2463 | 488,2982 | 538,6213 | -50,3231 | |

Note :
=====

- kolom 1 = bulan
- kolom 2 = debit rata-rata bulan terkering
- kolom 3 = volume inflow dari debit rata-rata tiap bulan
- kolom 4 = kumulatif volume inflow
- kolom 5 = volume outflow dari debit kebutuhan irigasi
- kolom 6 = kumulatif volume outflow irigasi
- kolom 7 = debit outflow untuk PLTA
- kolom 8 = volume outflow untuk PLTA
- kolom 9 = kumulatif volume outflow untuk PLTA
- kolom 10= volume penguapan tiap bulan pada luas genangan rata-2
 - dengan penguapan rata-rata 3 mm / hari
 - asumsi luas genangan 22,5 km²
- kolom 11= kumulatif volume penguapan
- kolom 12= total volume inflow
- kolom 13= total volume outflow
- kolom 14= kapasitas tampungan

Kapasitas efektif waduk = (80,4413 - (- 55,4782)).10⁶ m³ = 135,919x10⁶ m³.

Kebutuhan riil :

- PLTA 5 jam/hari dalam 1 tahun = 14,58 x 5 x 3600 x 365 = 95,79x10⁶ m³.
- Irigasi dalam 1 tahun = 61,58x10⁶ m³.

Total kebutuhan riil dalam 1 tahun = 157,3702x10⁶ m³.

==> Dari perhitungan diatas : kapasitas efektif < kebutuhan riil, sehingga waduk tidak mampu dioperasikan sepanjang tahun.

Tabel 3.4

PERHITUNGAN KAPASITAS MADUK YANG BERFUNGSI SEBAGAI PLTA

98

| BULAN | INFLOW | | | OUTFLOW | | | | | INFLOW ---- OUTFLOW | | |
|-----------|--------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------|-----------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| | | | | PLTA | | PENGUAPAN | | | | | |
| | DEBIT | VOLUME | VOL.KUML. | DEBIT | VOLUME | VOL.KUML. | VOLUME | VOL.KUML. | TOT.INFL. | TOT.OUTF. | I - O |
| | M ³ /DI | 10 ⁶ M ³ | 10 ⁶ M ³ | M ³ /DI | 10 ⁶ | 10 ⁶ | 10 ⁶ M ³ | 10 ⁶ M ³ | 10 ⁶ M ³ | 10 ⁶ M ³ | 10 ⁶ M ³ |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 = 4 | 11 = 7+9 | 12 = 10-11 |
| JANUARI | 32,50 | 87,0480 | 87,0480 | 14,58 | 39,05 | 39,05 | 1,4647 | 1,4647 | 87,0480 | 40,5158 | 46,5322 |
| FEBRUARI | 29,30 | 70,8826 | 157,9306 | 14,58 | 35,27 | 74,32 | 1,3230 | 2,7878 | 157,9306 | 77,1108 | 80,8198 |
| MARET | 20,20 | 54,1037 | 212,0342 | 14,58 | 39,05 | 113,37 | 1,4647 | 4,2525 | 212,0342 | 117,6266 | 94,4077 |
| APRIL | 13,80 | 35,7696 | 247,8038 | 14,58 | 37,79 | 151,17 | 1,4175 | 5,6700 | 247,8038 | 156,8354 | 90,9684 |
| MAY | 8,40 | 22,4986 | 270,3024 | 14,58 | 39,05 | 190,22 | 1,4647 | 7,1348 | 270,3024 | 197,3513 | 72,9511 |
| JUNI | 9,10 | 23,5872 | 293,8896 | 14,58 | 37,79 | 228,01 | 1,4175 | 8,5523 | 293,8896 | 236,5601 | 57,3295 |
| JULI | 6,70 | 17,9453 | 311,8349 | 14,58 | 39,05 | 267,06 | 1,4647 | 10,0170 | 311,8349 | 277,0759 | 34,7589 |
| AGUSTUS | 5,50 | 14,7312 | 326,5661 | 14,58 | 39,05 | 306,11 | 1,4647 | 11,4818 | 326,5661 | 317,5918 | 8,9743 |
| SEPTEMBER | 10,70 | 27,7344 | 354,3005 | 14,58 | 37,79 | 343,90 | 1,4175 | 12,8993 | 354,3005 | 356,8006 | -2,5001 |
| OKTOBER | 14,90 | 39,9082 | 394,2086 | 14,58 | 39,05 | 382,95 | 1,4647 | 14,3640 | 394,2086 | 397,3164 | -3,1078 |
| NOPEMBER | 17,70 | 45,8764 | 440,0870 | 14,58 | 37,79 | 420,74 | 1,4175 | 15,7815 | 440,0870 | 436,5253 | 3,5617 |
| DESEMBER | 18,00 | 48,2112 | 488,2982 | 14,58 | 39,05 | 459,79 | 1,4647 | 17,2463 | 488,2982 | 477,0411 | 11,2571 |

Note :

=====

kolom 1 = bulan

kolom 2 = debit rata-rata bulan terkering

kolom 3 = volume inflow dari debit rata-rata tiap bulan

kolom 4 = kumulatif volume inflow

kolom 5 = debit outflow untuk PLTA

kolom 6 = volume outflow untuk PLTA

kolom 7 = kumulatif volume outflow untuk PLTA

kolom 8 = volume penguapan tiap bulan pada luas genangan rata-2

- dengan penguapan rata-rata 3 mm / hari

- asumsi luas genangan 22,5 km²

kolom 9 = kumulatif volume penguapan

kolom 10 = total volume inflow

kolom 11 = total volume outflow

kolom 12 = kapasitas tampungan

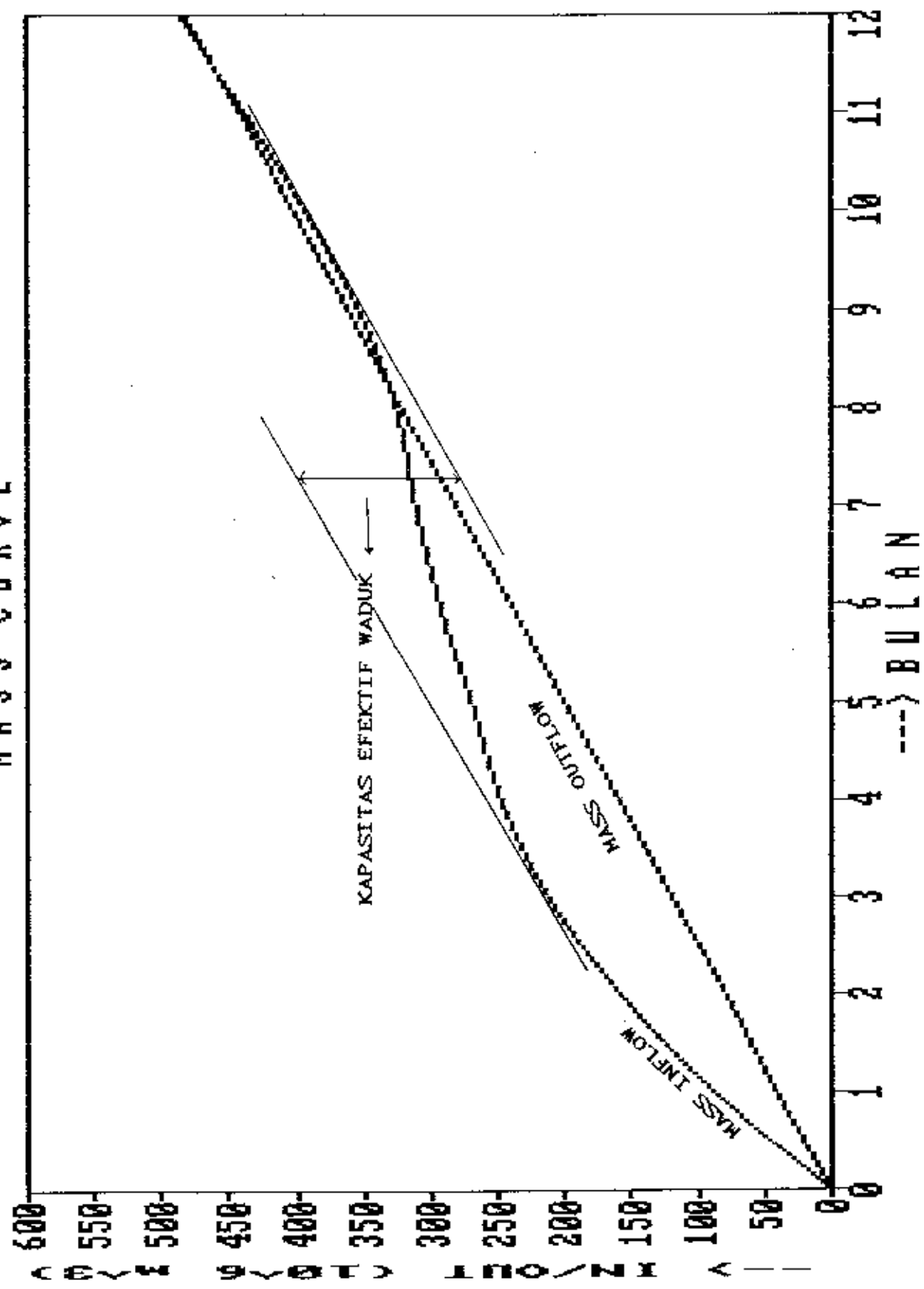
Kapasitas efektif maduk = $(94,4077 - (-3,1078)) \cdot 10^6 = 97,515 \times 10^6 \text{ m}^3$

Kebutuhan riil

- PLTA 5 jam/hari dalam 1 tahun = $14,58 \times 5 \times 3600 \times 365 = 95,79 \times 10^6 \text{ m}^3$.

==> dari perhitungan diatas : kapasitas efektif > kebutuhan riil, sehingga maduk mampu dioperasikan sepanjang tahun.

==> Sehingga dari dua alternatif diatas dipilih maduk hanya berfungsi sebagai PLTA saja, dan kebutuhan untuk irigasi diambil dari air sisa buangan PLTA.



GAMBAR : 5.2

5.3. PEMILIHAN KETINGGIAN OPERASI

5.3.1. Ketinggian Permukaan Genangan Minimum (M.O.L)

Pada operasional suatu PLTA dengan waduk, ketinggian minimum ini harus mempunyai jarak yang cukup terhadap tepi atas saluran pengangkut pada intake. Hal ini dimaksudkan untuk menghilangkan gangguan udara pada aliran air yang masuk ke dalam pipa head race.

Untuk menghitung MOL dipakai rumus pendekatan yang dibuat oleh team HPPS (Hidro Power Potensial Studi) dan PT. Indra Karya sebagai berikut :

$$MOL = H_s + (2,5 \times DIA)$$

dimana :

MOL = ketinggian permukaan genangan minimum.

H_s = elevasi sedimen pada umur waduk (50 tahun).

DIA = diameter water way pada intake.

Diameter water way pada mulut pipa dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Q_p = 69,984 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$Q_p = V \times A \longrightarrow \text{diambil } V \text{ di intake} = 3,0 \text{ m/det.}$$

maka :

$$\frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{Q}{V}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} = \sqrt{\frac{4 \times 69,984}{\pi \times 3,0}} = 5,40 \text{ m.}$$

J a d i :

$$MOL = 40,38 + (2,5 \times 5,40) = + 53,88 \text{ m.}$$

Elevasi MOL = + 53,88 tersebut kemudian diplotkan pada lengkung kapasitas dan luas waduk, sehingga didapat volume genangan waduk = $235,60 \times 10^6 \text{ m}^3$.

5.3.2. Ketinggian Permukaan Genangan Maksimum (F.S.L)

Pada studi pendahuluan untuk PLTA Tanjung ini maksimum FSL ditentukan berdasarkan tinggi MOL + Elevasi tampungan aktif, yaitu volume total (gross storage) = $235,60 \times 10^6 + 97,515 \times 10^6 = 333,12 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Dari lengkung kapasitas dan luas genangan diperoleh elevasi FSL = + 58,12 m dan pada elevasi itu pula ambang spillway ditempatkan.

Ketinggian MOL dan FSL pada studi ini digunakan sebagai batas operasi PLTA Tanjung.

5.4. PEMILIHAN JAM OPERASI

PLTA Tanjung direncanakan untuk memenuhi kebutuhan energi listrik di daerah Jakarta, Bogor dan daerah sekitarnya yang mana pada saat ini dan akan datang pertumbuhan industri di daerah tersebut berkembang sangat pesat sehingga dalam pemilihan jam operasinya disesuaikan dengan kebutuhan tersebut diatas yaitu mulai jam 13.⁰⁰ sampai dengan jam 18.⁰⁰ (5 jam operasi), sedang penyalurannya ke konsumen dengan sistim interkoneksi.

B A B VI

RENCANA UMUM DAM DAN BANGUNAN SARANA PEMBANGKIT

6.1. U M U M

Dalam merencanakan tubuh bendungan yang menggunakan tipe urugan tanah akan sangat dipengaruhi oleh karakteristik material/bahan timbunan yang dipergunakan, dimana material timbunan ini akan mempengaruhi pada perhitungan lereng tubuh bendungan dan kestabilannya terhadap longsor (sliding).

Masalah lain yang menentukan dalam perencanaan tubuh bendungan adalah keadaan elevasi permukaan air yang ada dalam tampungan yang mana akan berpengaruh terhadap tinggi bendungan yang akan direncanakan.

Di dalam studi pendahuluan ini untuk dimensi tubuh bendungan dan bangunan sarana pembangkit akan dibahas secara garis besarnya saja, yang meliputi dimensi, miring talud, tebal lapisan inti, lebar mercu, tinggi mercu bendungan, intake, head race, surge tank, penstock, power house, spillway dan cofferdam.

6.2. TUBUH BENDUNGAN

6.2.1. Miring Talud Bendungan

Untuk menghitung miring talud dipakai rumus pendekatan sebagai berikut :

- Lereng bagian up stream :

$$S.F \text{ up stream} = \frac{m - K \cdot \gamma'}{1 + K \cdot m \cdot \gamma'} \cdot \operatorname{tg} \phi : \gamma' = \frac{\gamma}{\gamma - 1}$$

- Lereng bagian down stream :

$$S.F \text{ down stream} = \frac{n - K}{1 + K.n} \operatorname{tg} \varphi$$

dimana :

S.F up stream = faktor keamanan untuk up stream

S.F down stream = faktor keamanan untuk down stream

S.F up dan S.F down diambil = 1,2

m dan n = masing-masing adalah kemiringan lereng up stream dan down stream

K = koefisien gempa horizontal (= 0,15)

φ = sudut geser dalam batuan antara $25^\circ - 40^\circ$ (= 36°)

γ = berat jenis batuan (= $2,25 \text{ t/m}^3$)

Jadi : - Untuk lereng up stream

$$1,2 = \frac{m - 0,15 \cdot 1,80}{1 + 0,15 \cdot m \cdot 1,80} \operatorname{tg} 36^\circ$$

$$\frac{1,2}{0,7265} = \frac{m - 0,27}{1 + 0,27 \cdot m}$$

$$1,652 (1 + 0,27 \cdot m) = m - 0,27$$

$$1,652 + 0,45 \cdot m = m - 0,27$$

$$m - 0,45 \cdot m = 1,652 + 0,27$$

$$m = \frac{1,922}{0,55} = 3,49 \longrightarrow \text{diambil } m = 3,50$$

- Untuk lereng down stream

$$1,2 = \frac{n - 0,15}{1 + 0,15 \cdot n} \operatorname{tg} 36^\circ$$

$$\frac{1,2}{0,7265} = \frac{n - 0,15}{1 + 0,15 \cdot n}$$

$$1,652 (1 + 0,15 \cdot n) = n - 0,15$$

$$1,652 + 0,2478 \cdot n = n - 0,15$$

$$n - 0,2478 \cdot n = 1,652 + 0,15$$

$$n = \frac{1,802}{0,7522} = 2,39 \longrightarrow \text{diambil } n = 2,50$$

6.2.2. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan adalah tinggi tambahan yang berfungsi untuk memberi keamanan agar jika terjadi banjir tidak terjadi over topping pada tubuh bendungan.

Dalam menentukan tinggi jagaan perlu diperhatikan berbagai faktor yang mungkin mempengaruhi eksistensi dari calon bendungan antara lain :

- Kondisi dan situasi tempat kedudukan calon bendungan.
- Pertimbangan-pertimbangan tentang karakteristik dari banjir abnormal.
- Kemungkinan timbulnya ombak besar dalam tampungan yang disebabkan oleh angin dengan kecepatan tinggi.

Tinggi jagaan dihitung dari FWL (Flood Water level) atau muka air maksimum pada reservoir, yaitu dengan rumus sebagai berikut :

$$H_f \geq \Delta h + h_v + h_a + h_i$$

$$H_f \geq h_v + \frac{h_a}{2} + h_a + h_i$$

dimana :

Δh = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk yang terjadi akibat timbulnya banjir abnormal.

h_v = tinggi ombak akibat tiupan angin.

h_a = tinggi ombak akibat gempa.

h_a = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk, apabila terjadi kemacetan-kemacetan pada pintu bangunan pelimpah.

h_v = tinggi tambahan yang didasarkan pada tingkat urgensi dari waduk.

6.2.3. Lebar Mercu Bendungan

Lebar mercu bendungan yang memadai diperlukan agar puncak bendungan dapat bertahan terhadap hempasan ombak diatas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh bendungan yang bersangkutan. Disamping itu pada penentuan lebar mercu perlu pula diperhatikan kegunaannya sebagai jalan-jalan eksploitasi dan pemeliharaan bendungan yang bersangkutan.

Guna memperoleh lebar minimum mercu bendungan, dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$b = 3,6 \times H^{1/3} - 3,0$$

dimana :

b = lebar mercu (m) .

H = tinggi bendungan dihitung dari elevasi crest dan dikurangi elevasi dasar sungai (sub bab 6.4).

$$= 62,12 - 20,00 = 42,12 \text{ m.}$$

m a k a :

$$b = 3,6 \times 42,12^{1/3} - 3,0$$

$$= 9,52 \text{ m} \longrightarrow \text{diambil } b = 10 \text{ m.}$$

6.2.4. Ketebalan Inti Bendungan

Untuk menentukan ketebalan inti bendungan diambil antara 30 % sampai dengan 50 % dari tekanan hidrostatik yang bekerja pada inti tersebut, sedangkan antara 15 % sampai dengan 20 % dari tekanan hidrostatik yang bekerja pada inti dianggap terlalu tipis.

Apabila perencanaan teknisnya dilakukan dengan sangat hati-hati dan penimbunannya dilaksanakan dengan sangat ketat, biasanya inti tersebut juga dapat bekerja dengan baik.

Mengingat hal tersebut diatas dan untuk menghindari pengaruh kekurang telitian dalam pelaksanaan dan perencanaannya, ketebalan inti kedap air diambil $\pm 50 \%$ dari tekanan hidrostatik yang bekerja pada inti tersebut.

Tekanan air (hidrostatik) yang terbesar bekerja pada dasar sungai (elevasi + 20,0) atau pada tekanan air setinggi FWL - Elevasi dasar sungai = $59,62 - 20,0 = 39,62$ m, sehingga tinggi tekanan air maksimum adalah :

$$P = \gamma \cdot H_{\max} \longrightarrow P = \text{tekanan horizontal max. (t/m}^2\text{)}$$

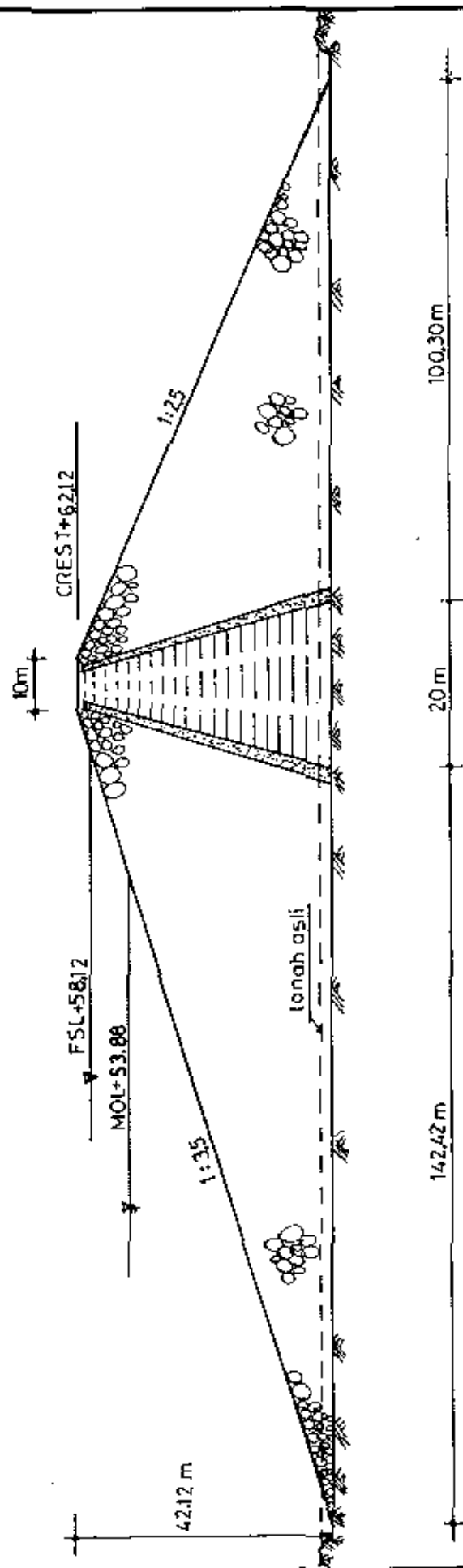
$$\gamma = \text{berat jenis air} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$P = 1 \times 39,62 = 39,62 \text{ t/m}^2.$$

Jadi lebar dasar inti = $50 \% \times 39,62 = 19,81 \text{ m} \cong 20 \text{ m}$.

Sedangkan lebar puncak inti kedap air menurut buku Design of Small Dam ditentukan lebar minimum adalah 10 feet (sekitar 3 m) dan dalam studi ini diambil sebesar 5 m.

Gambaran umum (potongan melintang) bendungan Tanjung adalah seperti pada gambar berikut :



Gambar:6.1. POTONGAN MELINTANG BENDUNGAN TANJUNG

SKALA 1:100

6.3. BANGUNAN SARANA PEMBANGKIT

6.3.1. I n t a k e

Intake adalah bangunan untuk memasukkan debit air yang kemudian dialirkan ke water way. Ada dua (2) macam tipe intake, yaitu :

- a. Intake dengan tipe tekanan (pressure type) yang dibangun terpisah dengan dan atau menjadi satu dengan dam.
- b. Intake dengan tipe tanpa tekanan (non pressure type) yang dibangun terpisah dengan dam, biasanya dipakai pada bentuk penyaliran langsung (run off river) dan beberapa bentuk waduk dimana perubahan tinggi air di waduk tidak besar.

Untuk PLTA Tanjung dipilih bentuk intake dengan tipe tekanan (pressure type), sedangkan ambang intake ditetapkan pada elevasi endapan sedimen selama umur waduk (50 tahun) + 1,5 meter, yaitu $= +40,38 + 1,5 = + 41,88$ meter.

Dari perhitungan pada bab 5, diketahui bahwa diameter lubang intake adalah sebesar 5,40 meter.

6.3.2. Head Race

Head race adalah bagian water way yang terletak diantara intake dan surge tank (tangki pendatar). Ada 3 macam tipe head race yaitu :

1. Head race terowongan dengan tekanan (Head race tunnel pressure type).
2. Head race terowongan tanpa tekanan (head race tunnel non pressure type).



MILIK PERPUSTAKAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SERANG - BOP

3. Head race pada galian saluran terbuka (Head race channel excavation open channel)

Pada rencana lokasi bendungan PLTA Tanjung, karena kondisi topografinya head race tunnel akan diletakkan pada daerah perbukitan. Dari pertimbangan tersebut head race dipilih tipe tunnel/terowongan yang menembus bukit sampai pada tempat surge tank. Panjang head race tunnel $\pm L = 430$ m dan $i = 1/1000$. Kemudian mengingat letaknya di dalam tanah, head race tunnel ini akan sangat sulit dikontrol dan mendapat pengaruh dari tanah disekitarnya. Untuk itu dipilih head race tunnel dari bahan beton bertulang.

Dalam menentukan diameter head race tunnel diperkirakan dengan rumus dari HPPS - Jepang yaitu :

$$D_{PT} = 1,05 \cdot Q_{PT}^{0,372}$$

dimana :

D_{PT} = diameter dalam head race tunnel (m).

Q_{PT} = debit maksimum tunnel = 69,984 m³/det.

maka :

$$D_{PT} = 1,05 \cdot Q_{PT}^{0,372} = 1,05 \cdot (69,984)^{0,372} = 5,00 \text{ m.}$$

kemudian dihitung kecepatan air yang lewat head race tunnel sebagai berikut :

$$Q_{PT} = V \times A \longrightarrow V = \frac{Q_{PT}}{A} = \frac{69,984}{\frac{1}{4} \pi 5^2} = 3,56 \text{ m/det.}$$

Tebal lining (concrete) ditentukan dengan rumus :

$$t = 0,9 - 0,6 \sqrt{2/D} \quad (\text{standart specification of tunnel in Japan})$$

→ hanya berlaku untuk tunnel dengan ϕ 2 — 9 meter.

dimana :

t = tebal lining concrete (m), D = diameter tunnel (m)

maka :

$$t = 0,9 - 0,6 \sqrt{2/5} \cong 0,50 \text{ m.}$$

6.3.3. Surge Tank

Surge tank (tangki pendatar) berfungsi untuk memperkecil perubahan tekanan air mendadak yang timbul karena penutupan dan pembukaan tiba-tiba dari turbin.

Pemilihan tipe surge tank ini tergantung pada kedalaman, kondisi topografi, geologi dan rencana pengoperasian dari power tersebut, sedangkan bahan yang dipakai dapat berupa beton bertulang ataupun baja.

Pada studi ini dipilih surge tank tipe restricted orifice dengan bahan konstruksi dari beton. Penentuan dimensi atau ukuran dari surge tank tersebut dipakai perumusan dari M.M. Dandekar dan K.M. Sharma (Water Power Engineering) sebagai berikut :

$$A_{smin} \geq \frac{V_o^2}{2g} \cdot \frac{L \cdot AT}{h_{fo} (H - h_{fo})}$$

dimana :

A_{smin} = luas penampang surge tank (m^2).

AT = luas penampang head race tunnel (m^2).

$$= 1/4 \cdot \pi \cdot 5^2 = 19,62 \text{ m}^2.$$

L = panjang head race tunnel = 430 m.

H = tinggi jatuh kotor = $(FSL + MGL)/2 - TWL$

V_o = kecepatan aliran pada head race = 3,56 m/det.

h_{fo} = kehilangan tinggi dari pemasukan sampai ke surge tank.

⇒ Kehilangan tinggi energi dari pemasukan sampai ke surge tank.

a. Kehilangan tinggi energi pada traschrack

$$h_1 = \beta \cdot \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3} \cdot \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \cdot \sin \alpha$$

dimana :

h_1 = kehilangan tinggi energi pada traschrack.

β = koefisien bentuk batang.

→ untuk bentuk bulat $\beta = 1,73$ (gambar : 6.2)

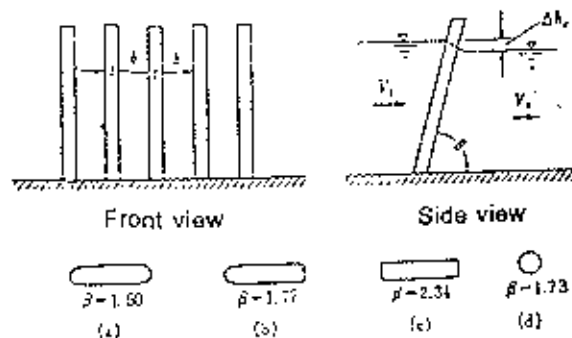
t = tebal/diameter batang = 2 cm.

b = jarak antar batang = 8,0 cm.

V_0 = kecepatan aliran pada intake = 3 m/det.

g = percepatan gravitasi = 9,8 m/det².

α = sudut miring traschrack = 60°.



Gambar : 6.2. Koefisien bentuk batang

maka :

$$h_1 = 1,73 \cdot \left(\frac{2,0}{8,0} \right)^{4/3} \cdot \frac{3^2}{2 \cdot 9,8} \cdot \sin 60^\circ$$

$$= 0,108 \text{ m.}$$

b. Kehilangan tinggi energi pada pemasukan

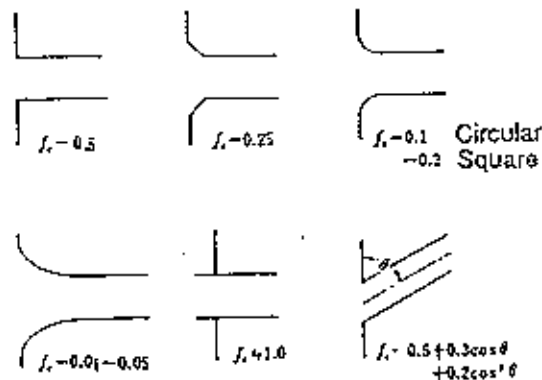
$$h_z = f_z \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

dimana :

h_z = kehilangan tinggi energi pada pemasukan.

f_z = koefisien yang tergantung pada bentuk pemasukan
 → circular square = 0,2 (gambar : 6.3)

V = Kecepatan aliran pada intake = 3 m/det



Gambar : 6.3. Koefisien bentuk pemasukan

maka :

$$h_z = 0,2 \cdot \frac{3^2}{2 \cdot 9,8} = 0,092 \text{ m.}$$

c. Kehilangan tinggi energi pada transisi

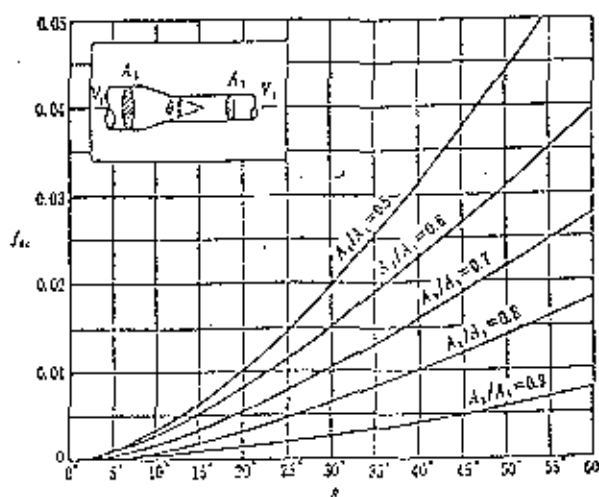
$$h_s = f_s \cdot \frac{V_1^2}{2 \cdot g}$$

dimana :

h_s = kehilangan tinggi energi pada transisi.

f_s = koefisien kehilangan energi pada transisi.
 → gambar : 6.4.

V_1 = kecepatan aliran setelah transisi = 3,56 m/det.



Gambar : 6.4. Koefisien kontraksi

$$\frac{A_2}{A_1} = \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 5^2}{1/4 \cdot \pi \cdot 5,40^2} = 0,86$$

$\varphi = 30^\circ$

dari gambar : 6.4.
didapat $f_3 = 0,01$

maka :

$$h_3 = 0,01 \cdot \frac{3,56^2}{2 \cdot 9,8} = 0,006 \text{ m.}$$

d. Kehilangan tinggi energi pada pemasukan head race

$$h_4 = f_4 \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

dimana :

h_4 = kehilangan tinggi energi pada pemasukan head race.

f_4 = koefisien yang tergantung pada bentuk pemasukan
→ untuk bentuk lingkaran = 0,20.

V = kecepatan aliran pada head race = 3,56 m/det.

maka :

$$h_4 = 0,2 \cdot \frac{3,56^2}{2 \cdot 9,8} = 0,129 \text{ m.}$$

e. Kehilangan tinggi energi akibat gesekan pada pipa

$$h_s = f_s \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

dimana :

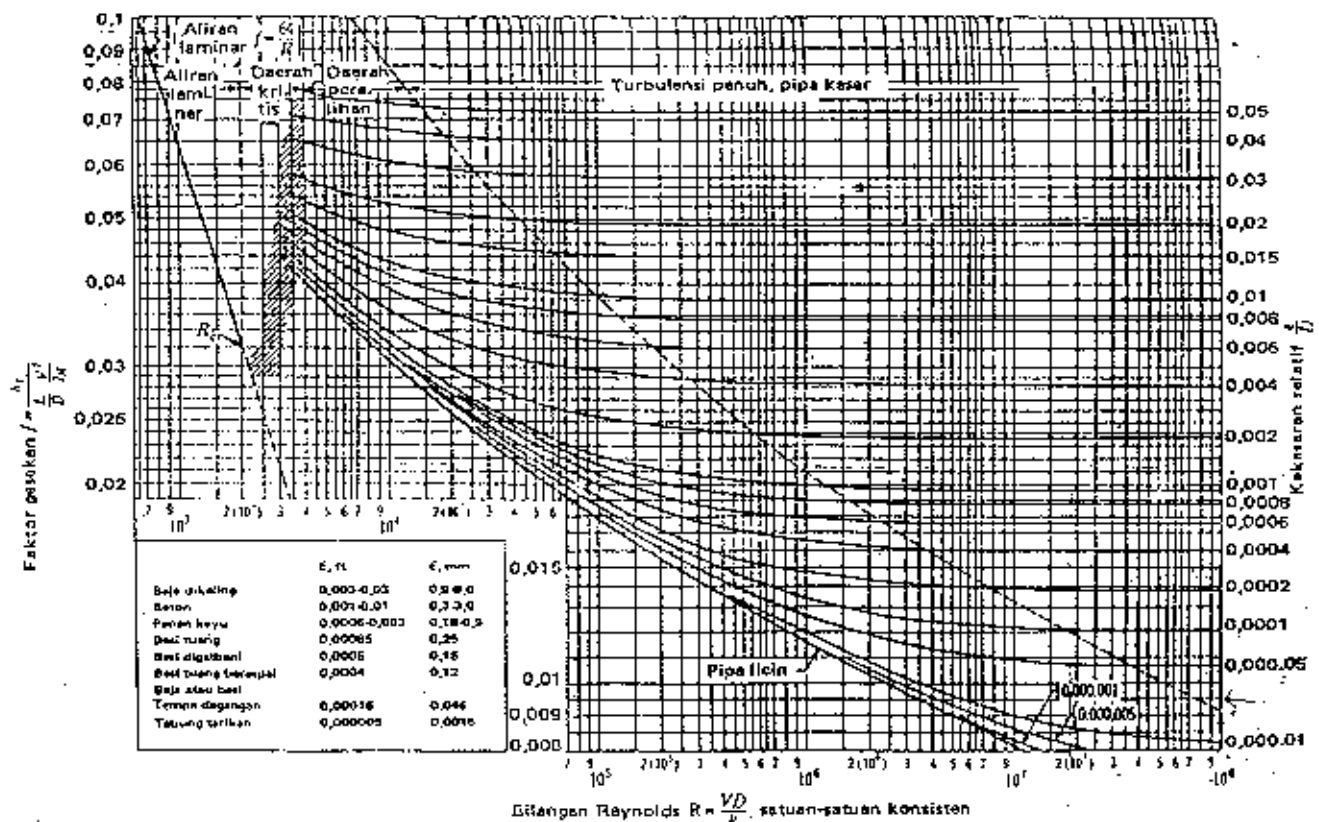
h_s = kehilangan tinggi energi akibat gesekan pipa.

f_s = faktor gesekan yang tergantung dari bilangan Reynold dan kekasaran relatif (gambar : 6.5).

D = diameter pipa head race = 5 m.

L = panjang pipa head race = 430 m.

V = kecepatan aliran pada head race = 3,56 m/det.



Gambar : 6.5. Diagram Moody

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{3,56 \cdot 5}{10^{-6}} = 1,78 \cdot 10^7$$

$$\frac{e}{D} = \frac{0,0015}{5} = 0,0003$$

gambar : 6.5
 $f_s = 0,015$

maka :

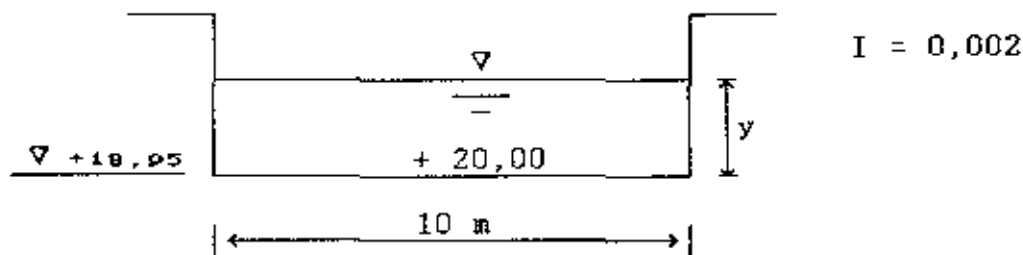
$$h_5 = 0,015 \cdot \frac{430}{5} \cdot \frac{3,56^2}{2 \cdot 8,8} = 0,834 \text{ m.}$$

→ Jadi Δh dari pemasukan sampai ke surge tank adalah :

$$\begin{aligned}\Delta h_1 &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 \\ &= 0,108 + 0,092 + 0,006 + 0,129 + 0,834 \\ &= 1,169 \text{ m.}\end{aligned}$$

⇒ Perhitungan elevasi muka air pada Tail Race (T.W.L)

direncanakan dimensi saluran pada TWL adalah sebagai berikut :



$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

n = faktor kekasaran Manning → beton = 0,013.

$$V = \frac{1}{0,013} \cdot R^{2/3} \cdot (0,002)^{1/2} = 3,44 R^{2/3}$$

Jika tinggi air pada tail race = y , maka :

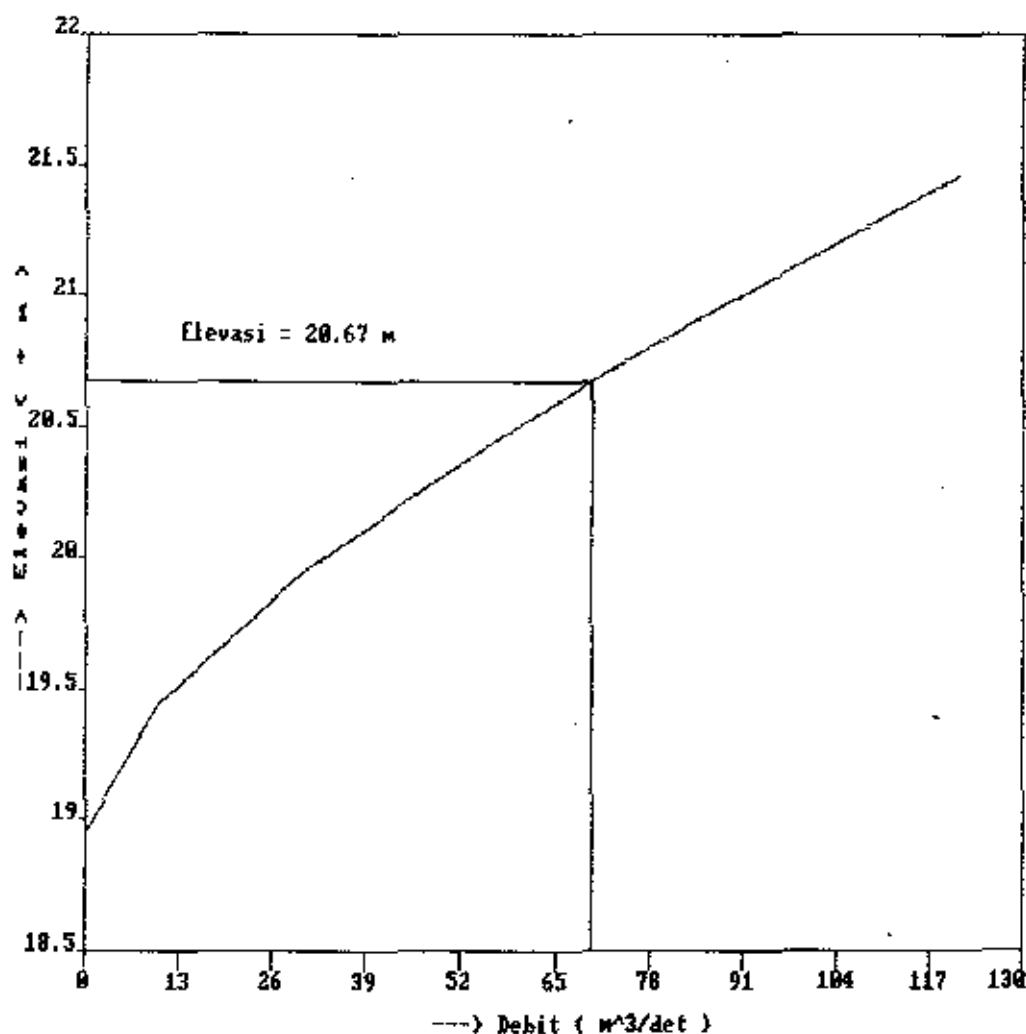
$$\left. \begin{aligned} A &= 10 \cdot y \\ O &= 2y + 10 \end{aligned} \right\} R = \frac{A}{O} = \frac{10 \cdot y}{2y + 10}$$

Sehingga debit yang lewat adalah :

$$Q = A \cdot V = (10 \cdot y) \cdot 3,44 \cdot \left(\frac{10 \cdot y}{2y + 10} \right)^{2/3}$$

Dari persamaan tersebut kemudian digambarkan rating curvenya untuk berbagai tinggi air (gambar : 6.6). Dan dari

rating curve tersebut untuk $Q = 69,884 \text{ m}^3/\text{det}$ didapat tinggi air pada elevasi = + 20,67 m.



Gambar : 6.6. Rating Curve

Maka :

$$H_{fo} = \Delta h = 1,169 \text{ m.}$$

$$H = (58,12 + 53,88) / 2 - 20,67 = 35,33 \text{ m.}$$

Jadi :

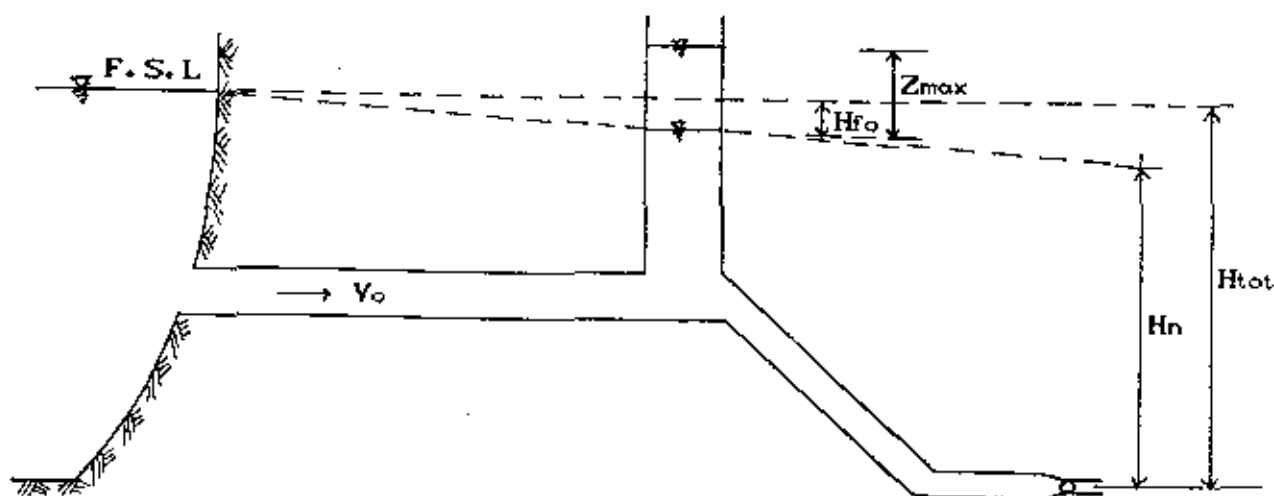
$$\begin{aligned} A_{smin} &\geq \frac{3,56^2}{2 \cdot 9,8} \cdot \frac{430 \cdot 19,620}{1,169 (35,33 - 1,169)} \\ &\geq 136,60 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

⇒ Diameter surge tank adalah :

$$1/4 \cdot \pi \cdot D^2 = 136,60 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{136,60 \times 4}{\pi}} \cong 13,00 \text{ m.}$$

Untuk menentukan kenaikan muka air akibat water hammer digunakan perumusan sebagai berikut :



$$Z_{max} = V_0 \sqrt{\frac{L \cdot AT}{g \cdot As}}$$

dimana :

Z_{max} = tinggi lonjakan air extreme maksimum (m).

V_0 = kecepatan air pada head race = 3,56 m/det.

L = panjang head race tunnel = 430 m.

As = luas surge tank = $1/4 \cdot \pi \cdot 13,0^2 = 133 \text{ m}^2$.

$$AT = \text{luas head race tunnel} = 19,620 \text{ m}^2.$$

$$g = \text{percepatan gravitasi} = 9,8 \text{ m/det}^2.$$

Jadi :

$$Z_{\max} = 3,56 \sqrt{\frac{430 \times 19,620}{9,8 \times 133,00}} = 9,00 \text{ m.}$$

6.3.4. Penstock

Adalah pipa tekan yang menghubungkan turbin dengan surge tank. Penstock/pipa pesat terletak di sepanjang tempat yang terpendek antara surge tank dan turbin yang tergantung dari kondisi topografi, geologi yang baik dan longsor tak mungkin terjadi. Penstock pada umumnya terdiri dari pipa baja, beton atau kombinasi dari keduanya. Ada tiga (3) macam penstock yaitu :

1. Terowongan tekan miring dengan pipa pesat baja di dalamnya.
2. Pipa pesat diluar dari bahan pipa baja atau beton.
3. Pipa pesat dari bahan beton bertulang.

Untuk pipa pesat pada PLTA Tanjung, mengingat kondisi topografinya dipilih tipe terowongan tekan miring dengan bahan dari baja dan terletak diatas permukaan tanah (open air), sedangkan panjangnya adalah $L = 120$ meter.

Diameter penstock dihitung berdasarkan rumus dari HPPS sebagai berikut :

$$DIA_p = 0,794 \times Q_p^{0,404}, \text{ untuk head} < 50 \text{ m.}$$

dimana :

DIA_p = diameter dalam penstock (m).

Q_p = debit yang lewat penstock $69,984 \text{ m}^3/\text{det.}$

- Sebelum bercabang :

$$DIA_p = 0,784 \times 69,984^{0,404} = 4,40 \text{ m.}$$

$$V = \frac{Q_p}{A} = \frac{69,984}{1/4 \pi (4,40)^2} = 4,60 \text{ m/det.}$$

- Setelah bercabang :

$$DIA_p = 0,784 \times (0,5 \cdot 69,984)^{0,404} = 3,35 \text{ m.}$$

$$V = \frac{Q_p}{A} = \frac{34,99}{1/4 \pi (3,35)^2} = 3,87 \text{ m/det.}$$

Pada pipa pesat tipe open air, beban utama yang harus ditahan oleh pipa adalah tekanan air. Tekanan ini menyebabkan tegangan tarik pada penampangnya. Tegangan maksimum untuk pipa pesat dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$p = \gamma * H$$

dimana :

$$p = \text{tegangan maksimum pada pipa (kg/m}^2 \text{)}$$

$$\gamma = \text{berat jenis air} = 1.000 \text{ kg/m}^3$$

$$H = \text{head statis + water hammer}$$

$$= 58,12 + 9,00 - 20,67$$

$$= 46,45 \text{ m.}$$

maka :

$$p = 1000 * 46,45 = 46.450 \text{ kg/m}^2.$$

Sedangkan tebal pipa dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$\delta_{eff} = \frac{P \cdot D}{2 \cdot \sigma} \quad : \quad \delta = \delta_{eff} + \text{korosi}$$

dimana :

$$\delta_{eff} = \text{tebal efektif pipa (mm)}$$

$$D = \text{diameter pipa} = 4,40 \text{ m}$$

$$\sigma = \text{tegangan ijin baja} = 1.200 \text{ kg/cm}^2$$

δ = tebal pipa yang dibutuhkan

korosi diambil = 2 mm

maka :

$$\delta_{\text{eff}} = \frac{46450 \times 4,40}{2 \times 1200 \times 10^4} = 0,008 \text{ m} = 8 \text{ mm.}$$

$$\delta = 8 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 10 \text{ mm.}$$

6.3.5. Power House dan Jenis Turbin

Adalah suatu bangunan beton bertulang yang terdiri dari bangunan upper structure diatas muka tanah dan sub structure yang termasuk pondasi dibawah tanah.

Power house pada PLTA Tanjung dipilih tipe semi under ground yang terletak di kaki bukit pada tebing sebelah kiri sungai Cidurian sejauh ± 445 m arah hilir dan site.

Ukuran bangunan dan volumenya tergantung pada jumlah unit turbin yang dipasang.

Dalam penentuan jenis turbin yang akan digunakan untuk pembangkit tenaga listrik pada studi pendahuluan ini hanya berdasarkan pada tinggi jatuh atau head dari turbin.

Pada dasarnya tipe turbin menurut tinggi jatuhnya adalah sebagai berikut :

Tabel : 6.1 Klasifikasi turbin berdasarkan tinggi jatuh

| Kategori | Tinggi jatuh | Jenis turbin |
|-------------|--------------|----------------|
| Low head | 5 - 10 m | Propeller |
| Medium head | 25 - 350 m | Francis/Kaplan |
| Hight head | 300 - 1800 m | P e l t o n |

SUMBER : Tenaga Air, Ir. O. F. Patty

Karena PLTA Tanjung mempunyai tinggi jatuh efektif = ± 35 meter, maka jenis turbin yang dipakai adalah turbin Francis.

6.4. SPILLWAY

6.4.1. Dimensi Spillway

Pada bendungan, terutama bendungan tipe urugan harus dilengkapi dengan spillway/bangunan pelimpah yang berfungsi untuk mengalirkan kelebihan air yang tidak dapat ditampung oleh karena keterbatasan kapasitas waduk, karena kehancuran akan terjadi pada bendungan tipe urugan jika sampai terjadi overtopping pada mercu bendungan. Dimensi bangunan pelimpah pada bendungan Tanjung ini direncanakan dengan periode ulang 100 tahun $\times 1,2$ ($Q = 567,638 \times 1,2 = 681,17 \text{ m}^3/\text{det}$) dengan tipe non gated spillway. Elevasi mercu pada FSL = + 58,12 m, sedang lebar efektif spillway ditentukan sebesar = 70 meter.

Kemudian untuk mengetahui ketinggian muka air (flood water level) maksimum yang melimpah pada mercu spillway harus dilakukan dengan perhitungan flood routing sebagai berikut :

$$\left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) \Delta t - \left(\frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t = S_2 - S_1$$

Persamaan diatas dapat dirubah menjadi :

$$\left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) \Delta t + \left(S_1 - \frac{1}{2} O_1 \Delta t \right) = \left(S_2 + \frac{1}{2} O_2 \Delta t \right)$$

dimana :

I_1 = inflow pada awal t.

I_2 = inflow pada akhir t.

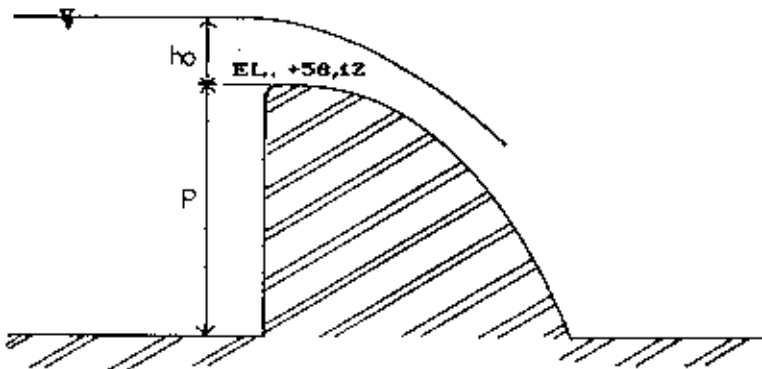
O_1 = outflow pada awal t.

O_2 = outflow pada akhir t.

S_1 = storage pada awal t.

S_2 = storage pada akhir t.

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :



$$Q = C \cdot L \cdot H_e^{3/2}$$

Gambar : 6.7. Bentuk ambang spillway

dimana :

Q = debit banjir rencana = 881,17 m³/det.

C = koefisien limpahan

L = lebar efektif = 70 m.

H_e = total tinggi tekanan air diatas mercu (m).

Untuk perhitungan koefisien limpahan pada berbagai tinggi muka air digunakan rumus Iwasaki sebagai berikut :

$$C_d = 2,200 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{W} \right)^{0,0000}$$

$$C = 1,60 \cdot \frac{1 + 2a (h/H_d)}{1 + a (h/H_d)}$$

dimana :

C = koefisien limpahan.

C_d = koefisien limpahan pada saat $h = H_d$.

h = tinggi air diatas mercu bendung (m).

H_d = tinggi tekanan rencana diatas mercu bendung (m).

W = tinggi bendung (m).

a = konstanta, diperoleh pada saat $h = H_d$ yang berarti

$$C = C_d.$$

Perhitungan :

* Tinggi tekanan total diatas ambang (Hd)

$$V_a = \frac{q}{P + h_o} \quad ; \quad h_a = \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot (P + h_o)^2}$$

dimana :

h_o = tinggi air diatas ambang pelimpah = 2,70 m.

P = tinggi ambang pelimpah = 5,75 m.

L = lebar efektif pelimpah = 70 m.

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{681,17}{70} = 9,731 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$$

$$h_a = \frac{9,731^2}{2 \cdot 9,8 \cdot (5,75 + 2,70)^2} = 0,07 \text{ m.}$$

$$V_a = \frac{9,731}{5,75 + 2,70} = 1,15 \text{ m/det}$$

$$H_d = h_o + h_a = 2,70 + 0,07 = 2,77 \text{ m.}$$

* Menghitung koefisien limpahan (C)

$$H_d = 2,77 \text{ m.} \quad P = 5,75 \text{ m.}$$

$$C_d = 2,20 - 0,0416 \left(\frac{2,77}{5,75} \right)^{0,99} = 2,180$$

→ Untuk $C_d = C$ dan $H_d = h$, maka :

$$2,180 = 1,60 \cdot \frac{1 + 2 \cdot a}{1 + a} \quad \longrightarrow \quad a = 0,569$$

J a d i :

$$C = 1,60 \cdot \frac{1 + 2 \cdot 0,569 (h/H_d)}{1 + 0,569 (h/H_d)}$$

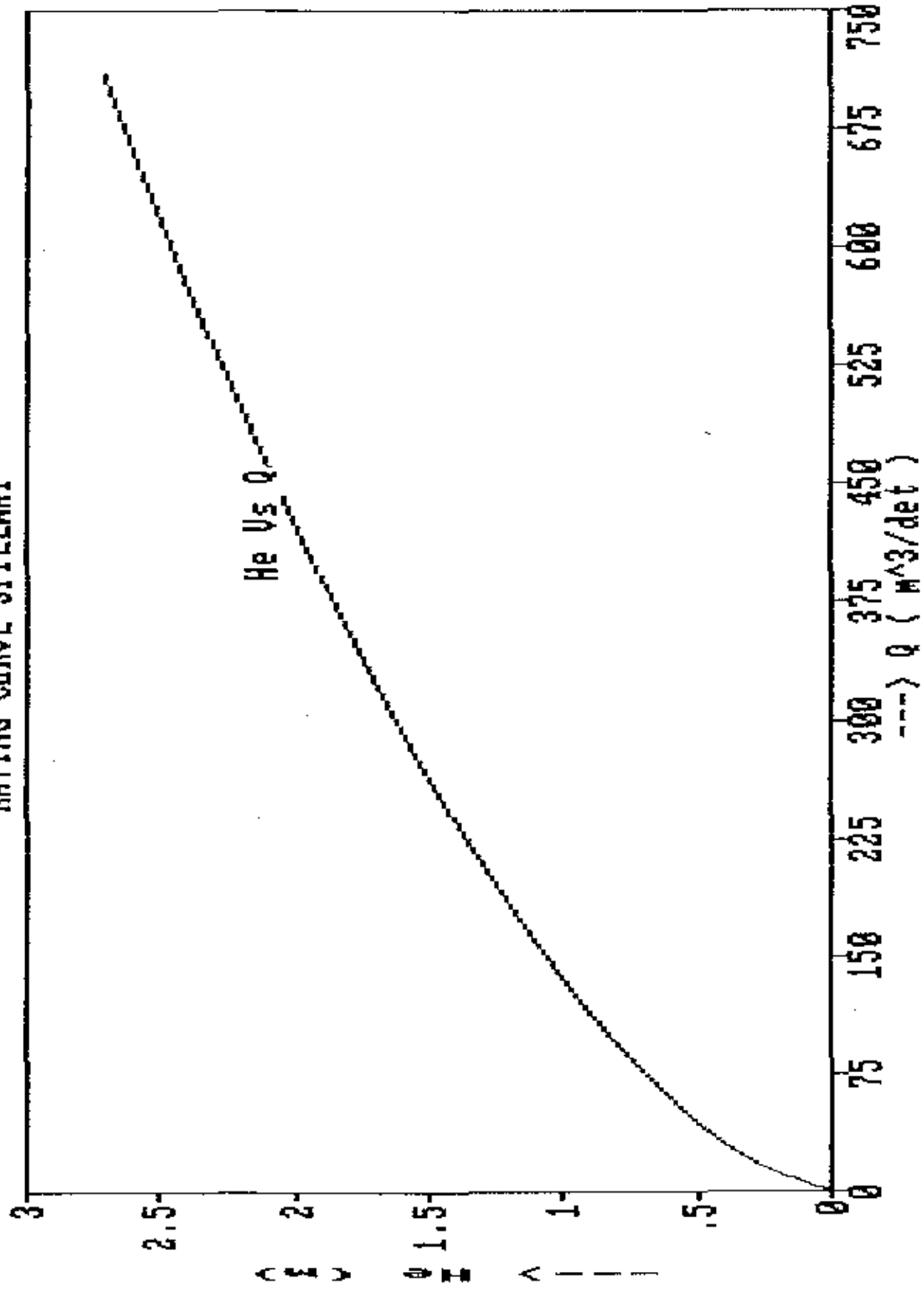
$$C = 1,60 \cdot \frac{1 + 1,138 (H_o/2,77)}{1 + 0,569 (H_o/2,77)}$$

Selanjutnya diadakan perhitungan hubungan antara Q (debit) dan H_e (tinggi air yang melimpah) seperti pada tabel 6.2 dibawah, dan kemudian dibuat grafiknya seperti pada gambar grafik 6.8.

Tabel : 6.2 Perhitungan debit yang melimpah

| ELEVASI (m) | H_e/H_d | H_e (m) | C ($m^{1/2}/det$) | $Q = C.L.H_e^{3/2}$ (m^3/det) |
|------------------|-----------|----------------|--------------------------|--------------------------------------|
| 58,120 | 0,000 | 0,000 | 1,600 | 0,000 |
| 58,385 | 0,089 | 0,275 | 1,686 | 17,015 |
| 58,670 | 0,199 | 0,550 | 1,762 | 50,321 |
| 58,945 | 0,298 | 0,825 | 1,832 | 96,088 |
| 59,220 | 0,397 | 1,100 | 1,895 | 153,029 |
| 59,485 | 0,486 | 1,375 | 1,952 | 220,352 |
| 59,770 | 0,586 | 1,650 | 2,005 | 297,470 |
| 60,045 | 0,685 | 1,925 | 2,053 | 383,899 |
| 60,320 | 0,784 | 2,200 | 2,088 | 479,224 |
| 60,595 | 0,884 | 2,475 | 2,139 | 583,079 |
| 60,890 | 1,000 | 2,770 | 2,180 | 703,594 |

RAILING CURVE SPILLWAY



GAMBAR : 6.8

6.4.1.1. BENTUK AMBANG SPILLWAY

Rumus yang digunakan untuk menghitung bentuk ambang spillway adalah sebagai berikut :

$$Y/H_o = -K (X/H_o)^n$$

dimana :

Y = Ordinat dari puncak tertinggi ambang spillway ke titik permukaan ambang bagian hilir.

X = Axis dari puncak tertinggi ambang spillway ke titik permukaan ambang spillway bagian hilir.

H_o = Tinggi tekanan air total diatas ambang.

K, n = Konstanta yang tergantung inklinasi up stream dan kecepatan rencana.

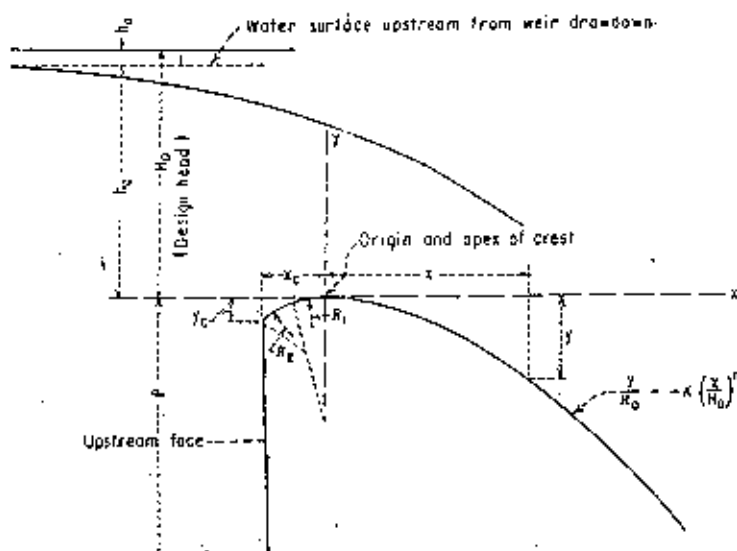
Dari data perhitungan diatas, didapatkan harga-harga sebagai berikut :

$$H_o = 2,77 \text{ m.}$$

$$h_a = 0,07 \text{ m.}$$

Perhitungan penampang melintang ambang spillway adalah sebagai berikut :

A. AMBANG MUKA / UP STREAM



Gambar : 6.8' Penampang melintang ambang spillway

$$\left. \begin{array}{l} H_o = 2,77 \text{ m} \\ h_a = 0,07 \text{ m} \end{array} \right\} \frac{h_a}{H_o} = \frac{0,07}{2,77} = 0,026$$

→ gambar 6.8^a dan kemiringan, ambang depan vertikal, didapat :

$$\frac{X_c}{H_o} = 0,27 \longrightarrow X_c = 0,27 \times 2,77 = 0,75 \text{ m.}$$

$$\frac{Y_c}{H_o} = 0,115 \longrightarrow Y_c = 0,115 \times 2,77 = 0,32 \text{ m.}$$

$$\frac{R_1}{H_o} = 0,520 \longrightarrow R_1 = 0,52 \times 2,77 = 1,44 \text{ m.}$$

$$\frac{R_z}{H_o} = 0,220 \longrightarrow R_z = 0,22 \times 2,77 = 0,61 \text{ m.}$$

B. AMBANG BELAKANG / DOWN STREAM

$$\text{Persamaan : } Y/H_o = -K (X/H_o)^n$$

Dari harga $h_a/H_o = 0,026$ tersebut dapat dicari harga dari konstanta K dan n dengan melihat gambar 6.8^b dan 6.8^c pada halaman berikut, sehingga didapat harga konstanta $K = 0,51$ dan $n = 1,86$.

Dengan demikian persamaan diatas menjadi :

$$Y/H_o = -0,51 (X/H_o)^{1,86}$$

$$Y/2,77 = -0,51 (X/2,77)^{1,86}$$

$$Y = -0,21 \cdot X^{1,86}$$

Lengkung bagian belakang ambang tersebut kemudian disinggungkan dengan garis lurus dengan kemiringan 1:1 ($\text{tg } \alpha = 1$), maka :

$$Y = -0,21 \cdot X^{1,86}$$

$$\frac{dy}{dx} = -0,39 \cdot X^{0,86}$$

$$1 = -0,39 \cdot X^{0,86} \longrightarrow X = -2,99 \text{ m.}$$

sehingga :

$$Y = -0,21 \cdot (-2,99)^{1,86} = -1,61 \text{ m.}$$

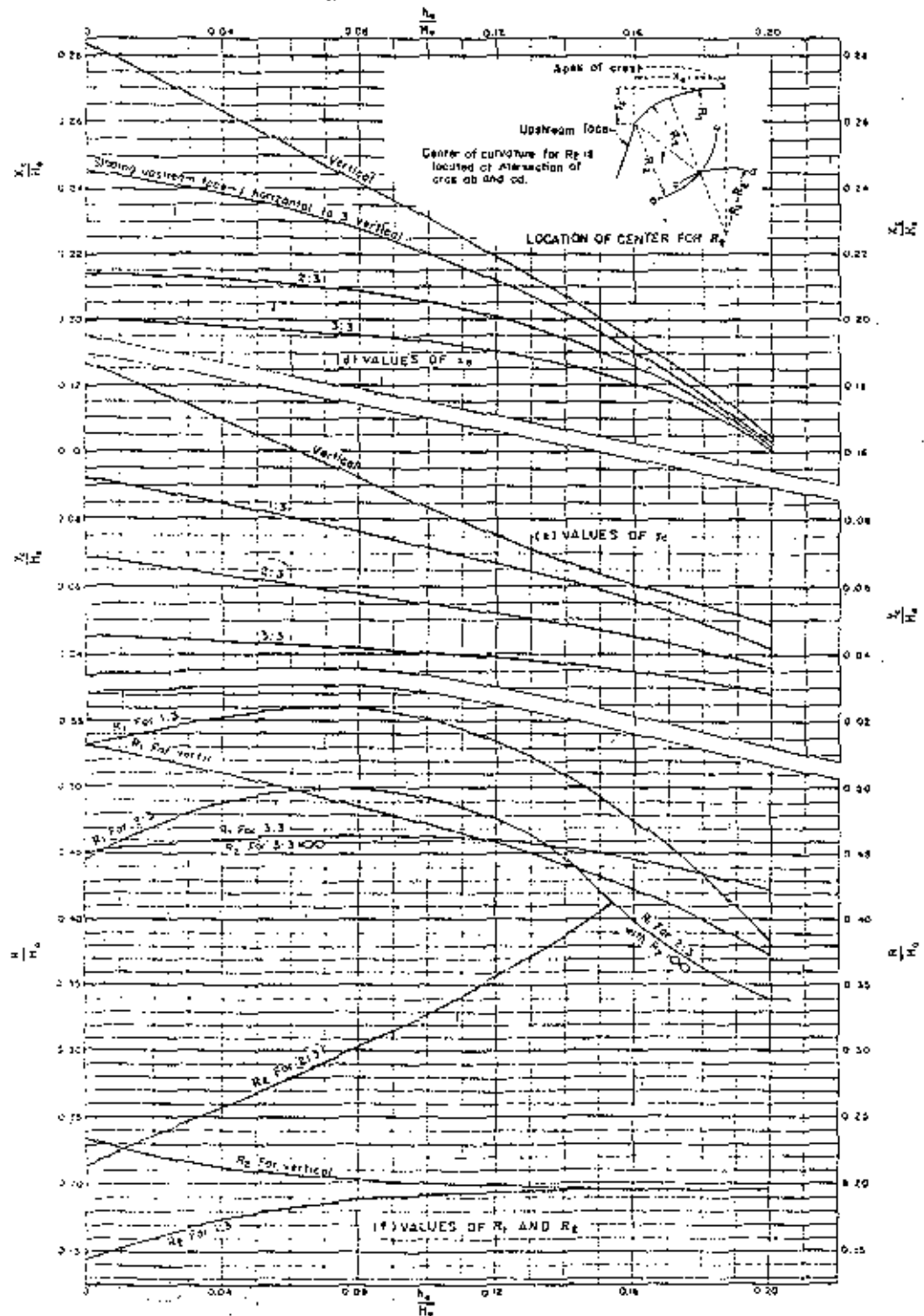
Dengan demikian maka letak titik singgung antara persamaan lengkung bagian belakang/down stream dengan garis lurus berkemiringan 1:1 yaitu terletak pada titik (- 2,99 ; - 1,66). Untuk titik yang lain dapat dicari dengan menggunakan rumus tersebut diatas, dan hasil perhitungannya dapat dilihat pada tabel 6.2^a berikut.

PERHITUNGAN TITIK-TITIK KOORDINAT
AMBANG SPILLWAY

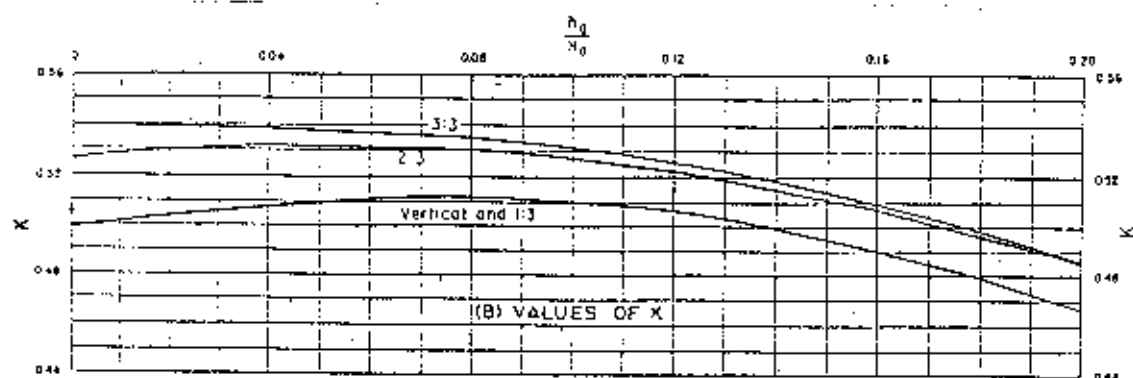
Tabel : 6.2^a

| X | $Y = - 0,21 (X)^{1,86}$ |
|--------|---------------------------|
| 0,00 | 0,00 |
| - 0,50 | - 0,06 |
| - 1,00 | - 0,21 |
| - 1,50 | - 0,45 |
| - 2,00 | - 0,76 |
| - 2,50 | - 1,15 |
| - 2,99 | - 1,61 |
| - 3,00 | - 1,62 |

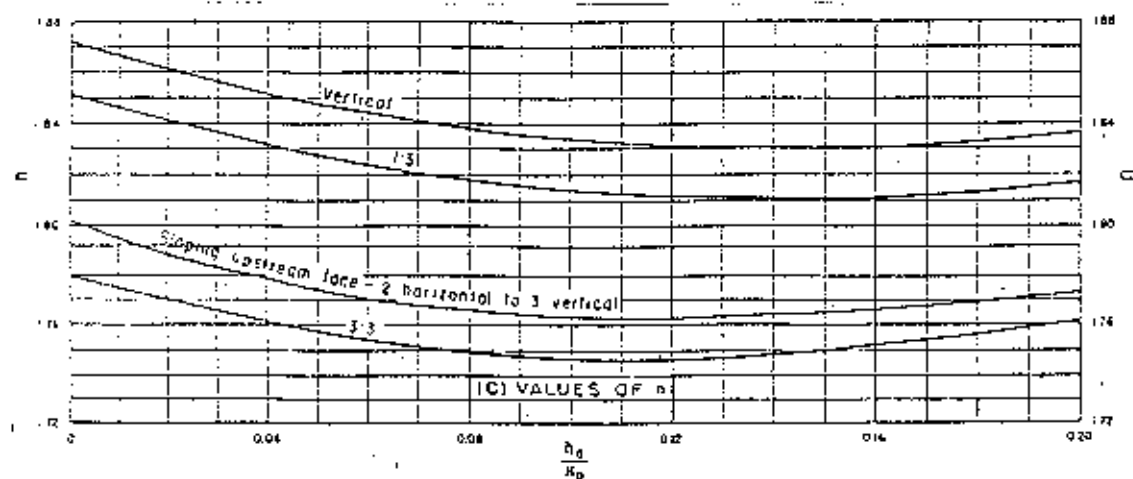
Dari perhitungan pada tabel diatas kemudian digambar bentuk ambangnya seperti pada gambar 6.8^d berikut.



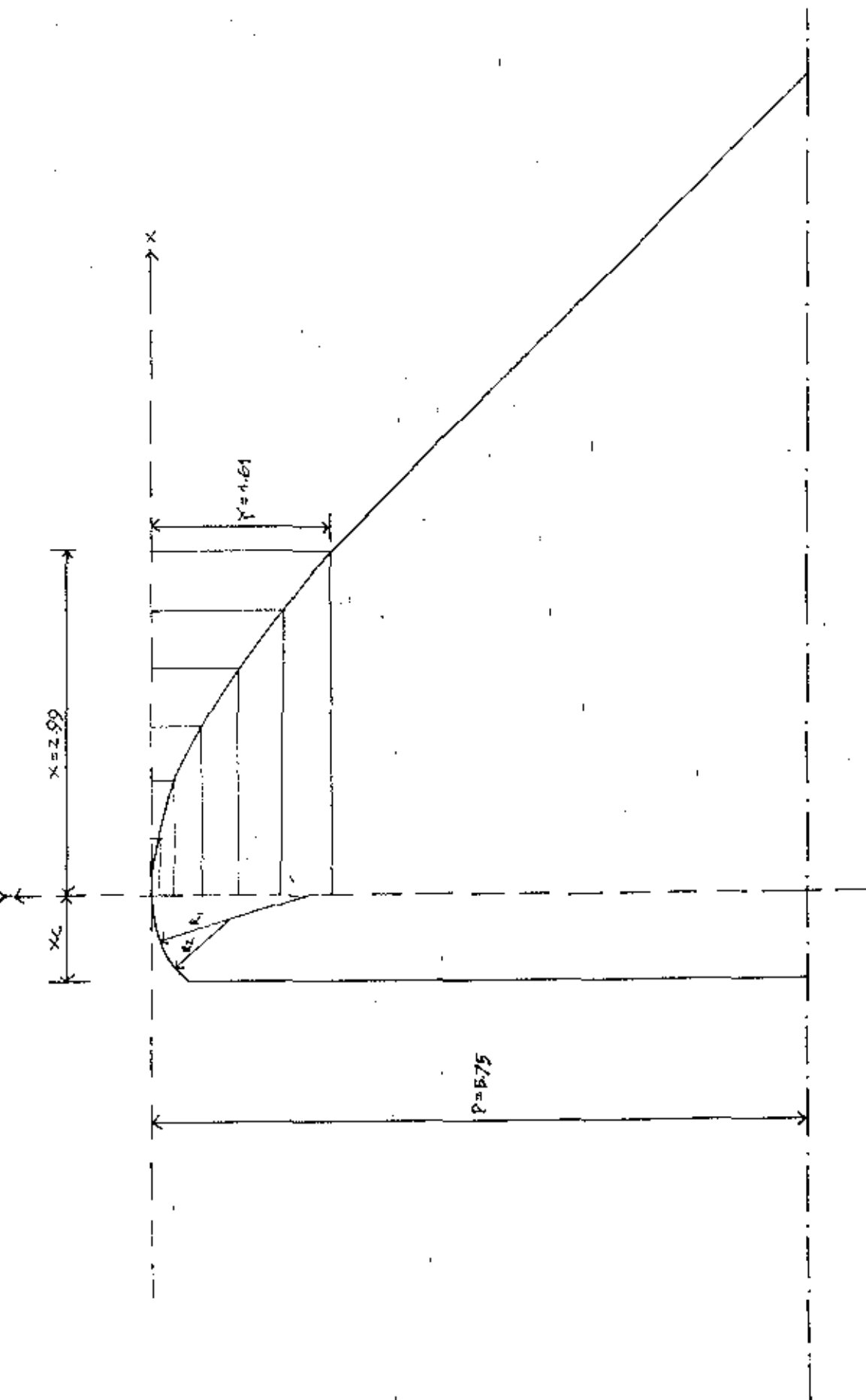
GAMBAR : 6.8^a GRAFIK HUBUNGAN ANTARA TINGGI AIR TOTAL YANG MELIMPAH DENGAN BENTUK AMBANG MUKA



GAMBAR : 6.8^b GRAFIK HUBUNGAN ANTARA h_a/H_0 , KEMIRINGAN DAN K



GAMBAR : 6.8^c GRAFIK HUBUNGAN ANTARA h_a/H_0 , KEMIRINGAN DAN n



GAMBAR : 6.8^d BENTUK PENAMPANG MERCU SPILLWAY

6.4.1.2. PERHITUNGAN PROFIL ALIRAN

A. PERSAMAAN ALIRAN

Untuk menentukan tinggi muka air dari tiap-tiap potongan digunakan persamaan sebagai berikut :

A. Tinggi muka air tepat diatas Puncak Ambang.

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.B^2}} \quad \dots \dots \dots 1)$$

dimana :

h_c = tinggi air kritis tepat diatas puncak ambang spillway.

Q = debit outflow (m^3/dt).

B = lebar ambang spillway (m).

g = percepatan gravitasi bumi (m/dt^2).

B. Tinggi muka air pada kaki spillway.

$$V_1 = \sqrt{2 g (Z + H_a - h_1)} \quad \dots \dots \dots 2)$$

dimana :

V_1 = kecepatan teoritis pada kaki spillway.

g = percepatan gravitasi.

Z = tinggi permukaan air di up-stream sampai kaki spillway.

H_a = tinggi kecepatan di up-stream.

h_1 = tinggi/kedalaman air di kaki spillway.

Persamaan 2) diatas dapat dijabarkan sebagai berikut :

$$V_1 = \sqrt{2 g (Z + H_a - h_1)}$$

$$V_1^2 = 2 g (Z + H_a - h_1)$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = (Z + H_a - h_1)$$

Jika $Q_1 = V_1 \cdot A_1$, maka

$$\frac{Q_1^2}{A_1^3 \cdot 2g} = Z + H_a - h_1$$

$$\frac{Q_1^2}{B_1^3 \cdot h_1^3 \cdot 2g} = Z + H_a - h_1 \quad \dots \dots \dots 3)$$

Untuk selanjutnya dalam menghitung profil aliran pada kaki spillway adalah menggunakan persamaan 3) diatas dengan memasukkan harga-harga Q, B, dan g dari hitungan sebelumnya.

C. Tinggi muka air pada saluran peluncur.

Persamaan yang digunakan adalah persamaan Bernoulli dan persamaan kontinuitas sebagai berikut :

- Persamaan Bernoulli :

$$E = Z + y + \frac{V^2}{2g} + h_f$$

dimana :

E = tinggi garis energi

Z = tinggi suatu titik dari bidang persamaan

y = kedalaman air

V = kecepatan aliran

g = percepatan gravitasi

h_f = kehilangan tekanan/head-loss

- Persamaan Kontinuitas :

$$Q = A \cdot V$$

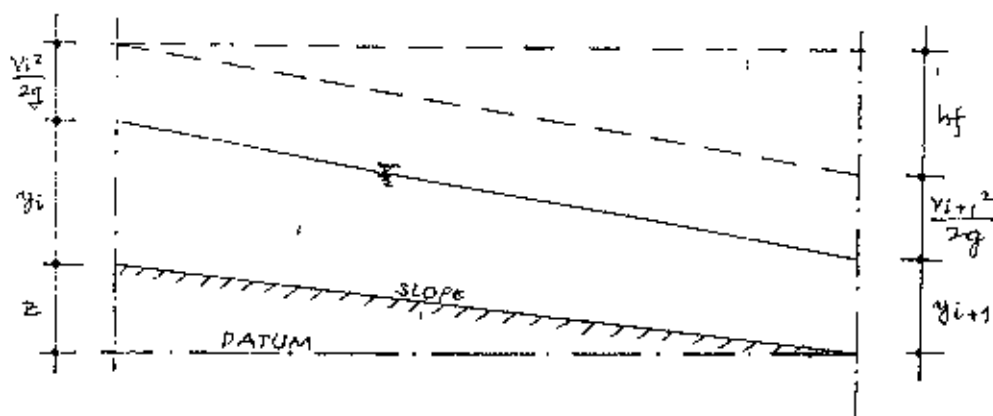
dimana :

Q = debit aliran

A = luas penampang basah pada suatu potongan

V = kecepatan aliran

Dari persamaan Bernoulli dan persamaan Kontinuitas tersebut diatas dapat dijabarkan sebagai berikut :



PERSAMAAN PENGALIRAN BERNOULLI

$$E_i = Z + y_i + \frac{V_i^2}{2g} \quad \dots \dots \dots 4)$$

$$E_{i+1} = y_{i+1} + \frac{V_{i+1}^2}{2g} + h_f \quad \dots \dots \dots 5)$$

dimana :

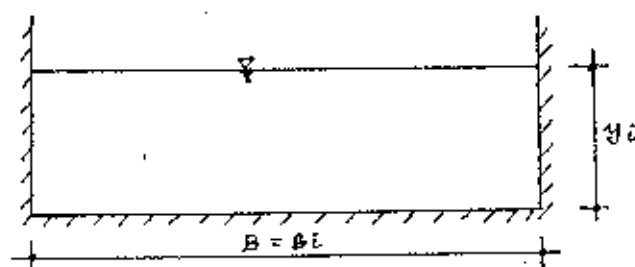
$$h_f = S \cdot L \quad \dots \dots \dots 6)$$

$$S = \frac{n^2 \bar{V}^2}{\bar{R}^{4/3}} \quad \dots \dots \dots 7)$$

$$\bar{V} = \frac{1}{2} (V_i + V_{i+1}) \quad \dots \dots \dots 8)$$

$$\bar{R} = \frac{1}{2} \left[\frac{A_i}{O_i} + \frac{A_{i+1}}{O_{i+1}} \right] \quad \dots \dots \dots 9)$$

Bentuk penampang melintang saluran peluncur direncanakan berbentuk persegi empat.



PENAMPANG MELINTANG SALURAN PELUNCUR

Jika luas penampang basah $A_i = B_i \cdot y_i$, maka :

$$A_{i+1} = B_{i+1} \cdot y_{i+1}$$

Jika keliling basah $O_i = B_i + 2 y_i$, maka :

$$O_{i+1} = B_{i+1} + 2 y_{i+1}$$

dimana :

$$B_i = B_{i+1} = B, \text{ konstan}$$

$$E_i = E_{i+1} = E, \text{ konstan setinggi } E$$

Karena harga $E = \text{konstan}$, maka :

$$E_i = y_{i+1} + \frac{V_{i+1}^2}{2 \cdot g} + h_f$$

Substitusi persamaan 6) dan 7) ke persamaan diatas, didapat :

$$E_i = y_{i+1} + \frac{V_{i+1}^2}{2 \cdot g} + S \cdot L$$

$$E_i = y_{i+1} + \frac{V_{i+1}^2}{2 \cdot g} + \frac{n^2 \bar{V}^2}{R^{4/3}} \cdot L \quad \dots \dots \dots 10)$$

Jika persamaan 8) dan 9) dimasukkan ke persamaan 10), maka akan didapat persamaan :

$$E_i = y_{i+1} + \frac{V_{i+1}^2}{2 \cdot g} + \frac{n^2 \cdot (1/2 V_i + 1/2 V_{i+1})^2}{\left[\frac{1}{2} \frac{A_i}{O_i} + \frac{1}{2} \frac{A_{i+1}}{O_{i+1}} \right]^{4/3}} \dots \dots \dots 11)$$

dimana :

$$y = \frac{Q}{V_{i+1} \cdot B_{i+1}} \quad \dots \dots \dots 12)$$

$$\frac{A_i}{O_i} = \frac{B_i \cdot y_i}{B_i + 2 y_i} = R_i, \text{ maka :}$$

$$\frac{A_{i+1}}{O_{i+1}} = \frac{B_{i+1} \cdot y_{i+1}}{B_{i+1} + 2 y_{i+1}} = R_{i+1}$$

sehingga :

$$\left[\begin{array}{l} 1/2 \frac{A_i}{O_i} = 1/2 R_i \\ 1/2 \frac{A_{i+1}}{O_{i+1}} = 1/2 R_{i+1} \end{array} \right] \quad \dots \dots \dots 13)$$

Dengan memasukkan persamaan 12) dan 13) ke persamaan 11), maka akan didapatkan persamaan :

$$E_i = \frac{Q}{V_{i+1} \cdot B_{i+1}} + \frac{V_{i+1}^2}{2g} + \frac{n^2 (1/2 V_i + 1/2 V_{i+1})^2}{(1/2 R_i + 1/2 R_{i+1})^{4/3}} \cdot L \quad \dots \dots \dots 14)$$

Jika persamaan $1/2 R_{i+1}$ dijabarkan dan dengan mengalikannya dengan V_{i+1} , maka akan didapatkan persamaan :

$$E_i = \frac{Q}{V_{i+1} \cdot B_{i+1}} + \frac{V_{i+1}^2}{2g} + \frac{n^2 (1/2 V_i + 1/2 V_{i+1})^2}{\left[\frac{1/2 R_i + \frac{Q}{V_{i+1}}}{2B + \frac{4Q}{V_{i+1} \cdot B}} \right]^{4/3}} \cdot L \quad \dots \dots \dots 15)$$

Jika persamaan 15) tersebut diatas dikalikan dengan V_{i+1} , maka akan didapatkan persamaan baru sebagai berikut :

$$E_i V_{i+1} = \frac{Q}{B_{i+1}} + \frac{V_{i+1}^3}{2g} + \frac{n^2 V_{i+1} (1/2 V_i + 1/2 V_{i+1})^2}{\left[\frac{1/2 R_i + \frac{Q}{V_{i+1}}}{2B \cdot V_{i+1} + \frac{4Q}{B}} \right]^{4/3}} \cdot L \quad \dots \dots \dots 16)$$

Dalam menghitung profil aliran pada saluran peluncur, digunakan persamaan 16) seperti diatas.

B. KOLAM GOLAK

Rumus yang dipakai adalah :

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}} \quad \dots \dots \dots 17)$$

$$\frac{dz}{dx} = 1/2 (\sqrt{1 + 8 Fr^2} - 1) \quad \dots \dots \dots 18)$$

dimana :

Fr = Besar angka Froude di udik kolam

V_1 = Kecepatan air di udik kolam / dihilir saluran peluncur

g = percepatan gravitasi bumi

d_1 = kedalaman air di udik kolam

d_2 = kedalaman air di hilir kolam

C. TINGGI JAGAAN

Perhitungan untuk memperoleh tinggi jagaan pada spillway, dapat digunakan rumus empiris sebagai berikut :

$$W = 0,6 + 0,037 V \cdot h^{1/3}$$

dimana :

W = Tinggi jagaan (m)

V = Kecepatan aliran (m/dt)

h = Kedalaman air di dalam saluran (m)

PERHITUNGAN :

A. TINGGI MUKA AIR TEPAT DIATAS PUNCAK AMBANG.

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} = \sqrt[3]{\frac{238,86^2}{9,8 \cdot 70^2}} = 1,05 \text{ m}$$

B. TINGGI MUKA AIR PADA KAKI SPILLWAY.

$$\frac{Q_1^2}{B_1^2 h_1^2 \cdot 2g} = Z + H_a - h_1$$

$$\frac{238,86^2}{70^2 h^2 \cdot 2 \cdot 9,8} = Z + H_a - h_1$$

$$0,594 = Z \cdot h_1^2 + H_a \cdot h_1^2 - h_1^3$$

$$0,594 = h_1^2 (Z + H_a) - h_1^3$$

→ Tinggi kecepatan di up-stream adalah :

$$V = \frac{Q}{(p+h) \cdot B} = \frac{238,86}{(5,75+1,5) \cdot 70} = 0,47 \text{ m/dt.}$$

sehingga :

$$H_a = \frac{V^2}{2g} = \frac{0,47^2}{2 \cdot 9,8} = 0,01 \text{ m}$$

Jadi :

$$0,584 = h_1^2 (Z + 0,01) - h_1^3 \longrightarrow \text{dipakai untuk menghitung tinggi muka air pada kaki.}$$

★ TITIK 1

- Elevasi puncak ambang = 55,25
- Z = tinggi muka air di up-stream sampai titik yang ditinjau

$$Z = 1,50 + (58,12 - 55,25) = 4,37 \text{ m}$$

$$0,584 = h_1^2 (4,37 + 0,01) - h_1^3$$

$$\longrightarrow \text{coba-coba } h_1 = 0,38 \text{ m}$$

$$V_1 = \frac{Q}{h_1 \cdot B_1} = \frac{238,86}{0,38 \cdot 70} = 8,75 \text{ m/dt.}$$

★ TITIK 2

- Elevasi puncak ambang = 52,37
- Z = tinggi muka air di up-stream sampai titik yang ditinjau

$$Z = 1,50 + (58,12 - 52,37) = 7,25 \text{ m}$$

$$0,584 = h_2^2 (7,25 + 0,01) - h_2^3$$

$$\longrightarrow \text{coba-coba } h_2 = 0,29 \text{ m}$$

$$V_2 = \frac{Q}{h_2 \cdot B_2} = \frac{238,86}{0,29 \cdot 70} = 11,76 \text{ m/dt.}$$

C. TINGGI MUKA AIR PADA SALURAN PELUNCUR.

Rumus yang digunakan adalah :

$$E_i V_{i+1} = \frac{Q}{B_{i+1}} + \frac{V_{i+1}^3}{2g} + \frac{n^2 V_{i+1} (1/2 V_i + 1/2 V_{i+1})^2 \cdot L}{\left[1/2 R_i + \frac{Q}{2B \cdot V_{i+1} + \frac{4Q}{B}} \right]^{4/3}}$$

Untuk :

$$Q = 238,86 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_{i+1} = 20 \text{ m}$$

$$g = 9,8 \text{ m/dt}^2$$

$$E_2.V_2 = 11,94 + 0,05 V_2^3 + \frac{n^2.V_2(1/2 V_2 + 1/2 V_1)^2.L}{[1/2 R_1 + \frac{238,86}{40.V_2+47,77}]^{4/3}}$$

★ TITIK 3

- Elevasi titik 3 = 48,89

- L₂₋₃ = 52 m

$$E_2.V_3 = 11,94 + 0,05 V_3^3 + \frac{n^2.V_3(1/2 V_2 + 1/2 V_3)^2.L}{[1/2 R_2 + \frac{238,86}{40.V_3+47,77}]^{4/3}}$$

dimana :

$$\begin{aligned} E_2 &= (52,37 - 48,89) + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} \\ &= 3,48 + 0,29 + \frac{11,76^2}{2 \cdot 9,8} \\ &= 10,83 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$1/2 V_2 = 5,88 \text{ m/dt}$$

$$1/2 R_2 = 0,141 \text{ m}$$

maka :

$$10,83V_3 = 11,94 + 0,05 V_3^3 + \frac{0,0001 V_3 (5,88 + 1/2 V_3)^2 \cdot 52}{[0,141 + \frac{238,86}{40.V_3+47,77}]^{4/3}}$$

→ engan coba-coba didapat :

$$V_3 = 13,08 \text{ m/dt}$$

$$h_3 = \frac{Q}{(V_3.B)} = \frac{238,86}{13,08 \cdot 20} = 0,92 \text{ m.}$$

★ TITIK 4

- Elevasi titik 4 = 34,36

- L₃₋₄ = 62,50 m

$$E_3.V_4 = 11,94 + 0,05 V_4^3 + \frac{n^2.V_4(1/2 V_3 + 1/2 V_4)^2.L}{[1/2 R_3 + \frac{238,86}{40.V_4+47,77}]^{4/3}}$$

dimana :

$$\begin{aligned} E_3 &= (40,89 - 34,36) + h_3 + \frac{V_3^2}{2g} \\ &= 14,53 + 0,92 + \frac{13,08^2}{2 \cdot 9,8} \\ &= 24,18 \text{ m} \end{aligned}$$

$$1/2 V_3 = 6,54 \text{ m/dt}$$

$$1/2 R_3 = 0,42 \text{ m}$$

maka :

$$24,18V_4 = 11,94 + 0,05 V_4^3 + \frac{0,0001 V_4 (6,54 + 1/2 V_4)^2 \cdot 62,5}{\left[0,42 + \frac{238,86}{40 \cdot V_4 + 47,77} \right]^{4/3}}$$

—→ dengan coba-coba didapat :

$$V_4 = 18,56 \text{ m/dt}$$

$$h_4 = \frac{Q}{(V_4 \cdot B)} = \frac{238,86}{18,56 \cdot 20} = 0,65 \text{ m.}$$

★ TITIK 5

$$\text{- Elevasi titik 5} = 19,82$$

$$\text{- } L_{4-5} = 62,50 \text{ m}$$

$$E_5 \cdot V_5 = 11,94 + 0,05 V_5^3 + \frac{n^2 \cdot V_5 (1/2 V_4 + 1/2 V_5)^2 \cdot L}{\left[1/2 R_4 + \frac{238,86}{40 \cdot V_5 + 47,77} \right]^{4/3}}$$

dimana :

$$\begin{aligned} E_4 &= (34,36 - 19,82) + h_4 + \frac{V_4^2}{2g} \\ &= 14,54 + 0,56 + \frac{18,56^2}{2 \cdot 9,8} \\ &= 32,77 \text{ m} \end{aligned}$$

$$1/2 V_4 = 9,28 \text{ m/dt}$$

$$1/2 R_4 = 0,31 \text{ m}$$

maka :

$$32,77V_5 = 11,94 + 0,05 V_5^3 + \frac{0,0001 V_5 (9,28 + 1/2 V_5)^2 \cdot 62,5}{\left[0,31 + \frac{238,86}{40 \cdot V_5 + 47,77} \right]^{4/3}}$$

—→ dengan coba-coba didapat :

$$V_5 = 21,33 \text{ m/dt}$$

$$h_5 = \frac{Q}{(V_5 \cdot B)} = \frac{238,86}{21,33 \cdot 20} = 0,56 \text{ m.}$$

D. TINGGI NUKA AIR PADA KOLAM GOLAK.

→ Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g D_1}}$$

$$\frac{dz}{d1} = 1/2 (\sqrt{1 + 8.Fr^2} - 1)$$

Dari perhitungan aliran saluran peluncur, didapatkan data-data sebagai berikut :

- Kecepatan air di udik kolam/hilir saluran peluncur
(V_1) = 21,33 m/dt.

- Kedalaman air di udik kolam/hilir saluran peluncur
(d_1) = 0,56 m.

maka :

$$Fr = \frac{21,33}{\sqrt{9,8 \cdot 0,56}} = 8,10$$

Untuk harga $Fr > 4,50$, maka dapat dipakai type kolam olakan datar USBR II.

$$\frac{dz}{d1} = 1/2 (\sqrt{1 + 8.Fr^2} - 1)$$

$$\begin{aligned} dz &= 0,56 (1/2 (\sqrt{1 + 8 \cdot 8,10^2} - 1)) \\ &= 6,10 \text{ m.} \end{aligned}$$

E. PERHITUNGAN TINGGI JAGAAN.

→ Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$W = 0,6 + 0,037 \cdot V \cdot h^{1/3}$$

Tabel : 5.2^b

PERHITUNGAN TINGGI JAGAAN

| | $h = \text{tinggi air(m)}$ $V = \text{kecepatan(m/dt)}$ | $W = 0,6 + 0,037 \cdot V \cdot h^{1/3}$ |
|-------------|--|---|
| 2 | $h_2 = 0,29$ $V_2 = 11,76$ | 0,89 |
| 3 | $h_3 = 0,92$ $V_3 = 13,08$ | 1,07 |
| 4 | $h_4 = 0,65$ $V_4 = 18,56$ | 1,19 |
| 5 | $h_5 = 0,56$ $V_5 = 21,33$ | 1,25 |
| kolam golak | $h_k = 6,10$ $V = 1,94$ | 0,75 |

Tabel : 5.2^c

PERHITUNGAN TINGGI DINDING

| Titik | Tinggi air(m) | Tinggi jagaan(m) | Tinggi dinding(m) |
|-------------|---------------|------------------|-------------------|
| 2 | 0,29 | 0,89 | 1,20 |
| 3 | 0,92 | 1,07 | 2,00 |
| 4 | 0,65 | 1,19 | 1,85 |
| 5 | 0,56 | 1,25 | 1,80 |
| kolam golak | 6,10 | 0,75 | 6,85 |

* DIMENSI KOLAM GOLAK

1. PANJANG KOLAM GOLAK

$$\frac{L}{d_2} = 4,59$$

$$L = 4,59 \times d_2 = 4,59 \times 6,10 = 28,00 \text{ m.}$$

2. TINGGI LONCATAN AIR

$$\frac{TW}{d_1} = 10,81$$

$$TW = 10,81 \times d_1 = 10,81 \times 0,56 = 6,10 \text{ m.}$$

3. JARAK ANTARA GIGI PEREDAM (CHUTE BLOCK) DENGAN DINDING TEPI KOLAM GOLAK

$$\frac{d_1}{2} = \frac{0,56}{2} = 0,28 \cong 0,30 \text{ m.}$$

4. DIMENSI GIGI-GIGI PEREDAM (GIGI DEPAN)

$$h_1 = d_1 = 0,56 \text{ m} \cong 0,60 \text{ m.}$$

$$W_1 = d_1 = 0,60 \text{ m.}$$

$$s_1 = d_1 = 0,60 \text{ m.}$$

5. JUMLAH GIGI PEREDAM

$$n = \frac{B - d_1/2}{s_1 + W_1} = \frac{20,00 - 0,28}{0,60 + 0,60} = 16,4 \cong 17 \text{ buah.}$$

6. DIMENSI GIGI BENTURAN

$$h_2 = 0,2 \times d_2 = 0,2 \times 6,10 = 1,22 \cong 1,20 \text{ m.}$$

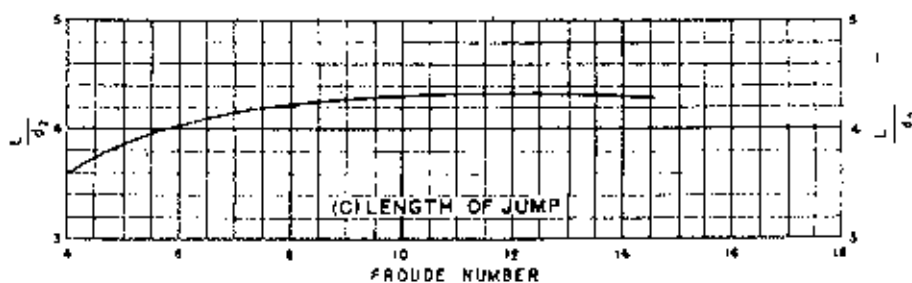
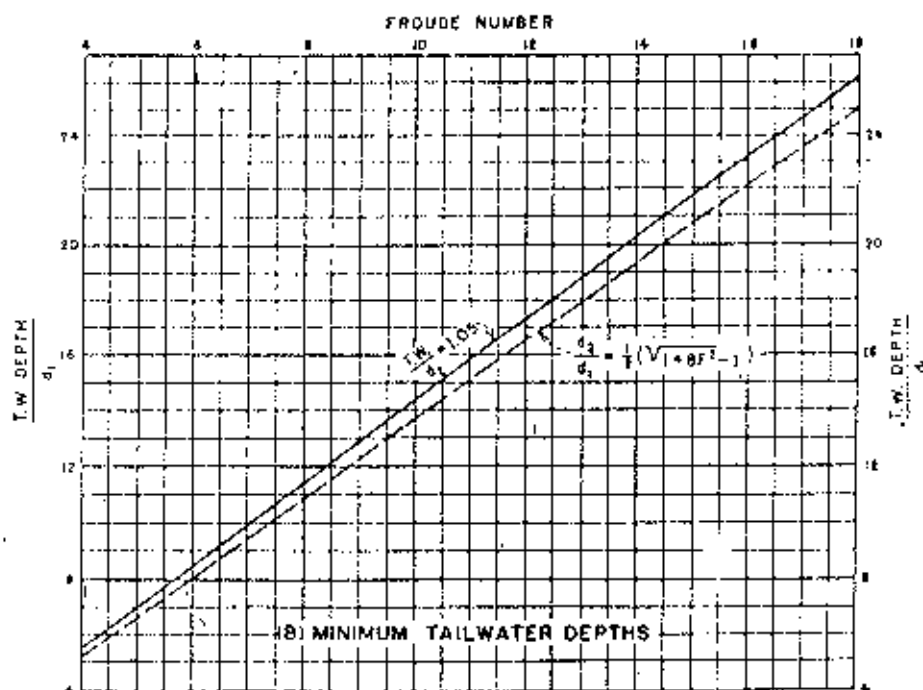
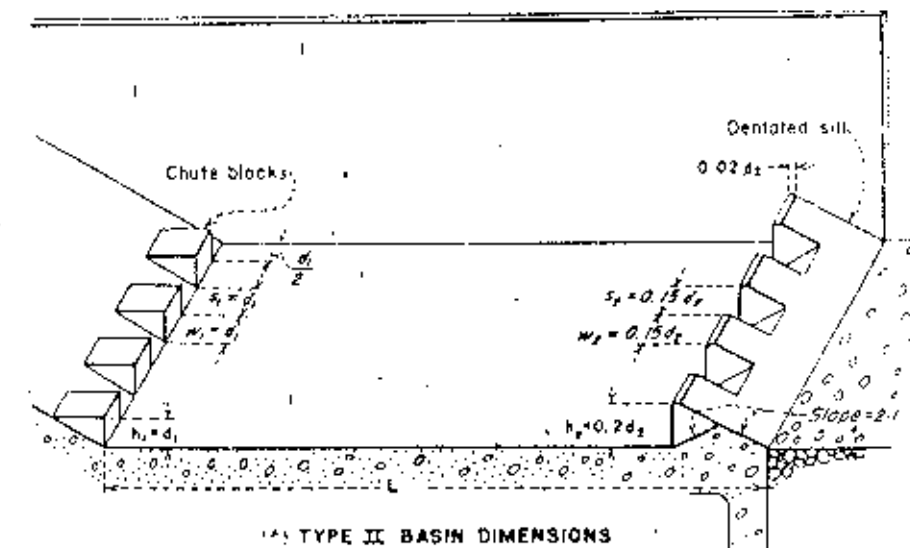
$$W_2 = 0,15 \times d_2 = 0,15 \times 6,10 = 0,91 \cong 0,90 \text{ m.}$$

$$s_2 = W_2 = 0,90 \text{ m.}$$

7. JUMLAH GIGI-GIGI BENTURAN

$$n = \frac{B}{s_2 + W_2} = \frac{20,00}{0,90 + 0,90} = 12 \text{ buah.}$$

kemiringan gigi-gigi benturan pada lereng muka dan belakang adalah 2 : 1 .



GAMBAR : 6.8^o GRAFIK PERENCANAAN KOLAM GOLAK DATAR USBR TYPE II

6.4.2. Perhitungan Flood Routing

Kapasitas pengendali banjir dihitung untuk mendapatkan elevasi muka air banjir yang dikerjakan dengan menakai debit banjir rencana 100 tahunan $\times 1,2$.

Dari perhitungan-perhitungan didepan dapat dicari hubungan antara elevasi, storage dan outflow dari reservoir, dimana 'S' (storage) didapat dari grafik lengkung kapasitas dan luas waduk sedang 'Q' (outflow) didapat dari tabel debit yang melimpah seperti ditabelkan dibawah ini.

tabel : 6.2 Hubungan antara elevasi, storage dan outflow

| ELEVASI (m) | STORAGE ($\times 10^6 \text{ m}^3$) | OUTFLOW (m^3/det) |
|------------------|--|--|
| 58,120 | 333,120 | 0,000 |
| 58,395 | 337,850 | 17,015 |
| 58,670 | 350,750 | 50,321 |
| 58,945 | 358,250 | 86,088 |
| 59,220 | 369,850 | 153,029 |
| 59,495 | 373,650 | 220,352 |
| 59,770 | 376,580 | 287,470 |
| 60,045 | 386,500 | 383,899 |
| 60,320 | 393,500 | 479,224 |
| 60,595 | 404,300 | 583,079 |
| 60,890 | 409,150 | 703,594 |

Inflow (I) pada reservoir akan terjadi seperti tabel dibawah ini :

tabel : 6.4 Inflow pada reservoir

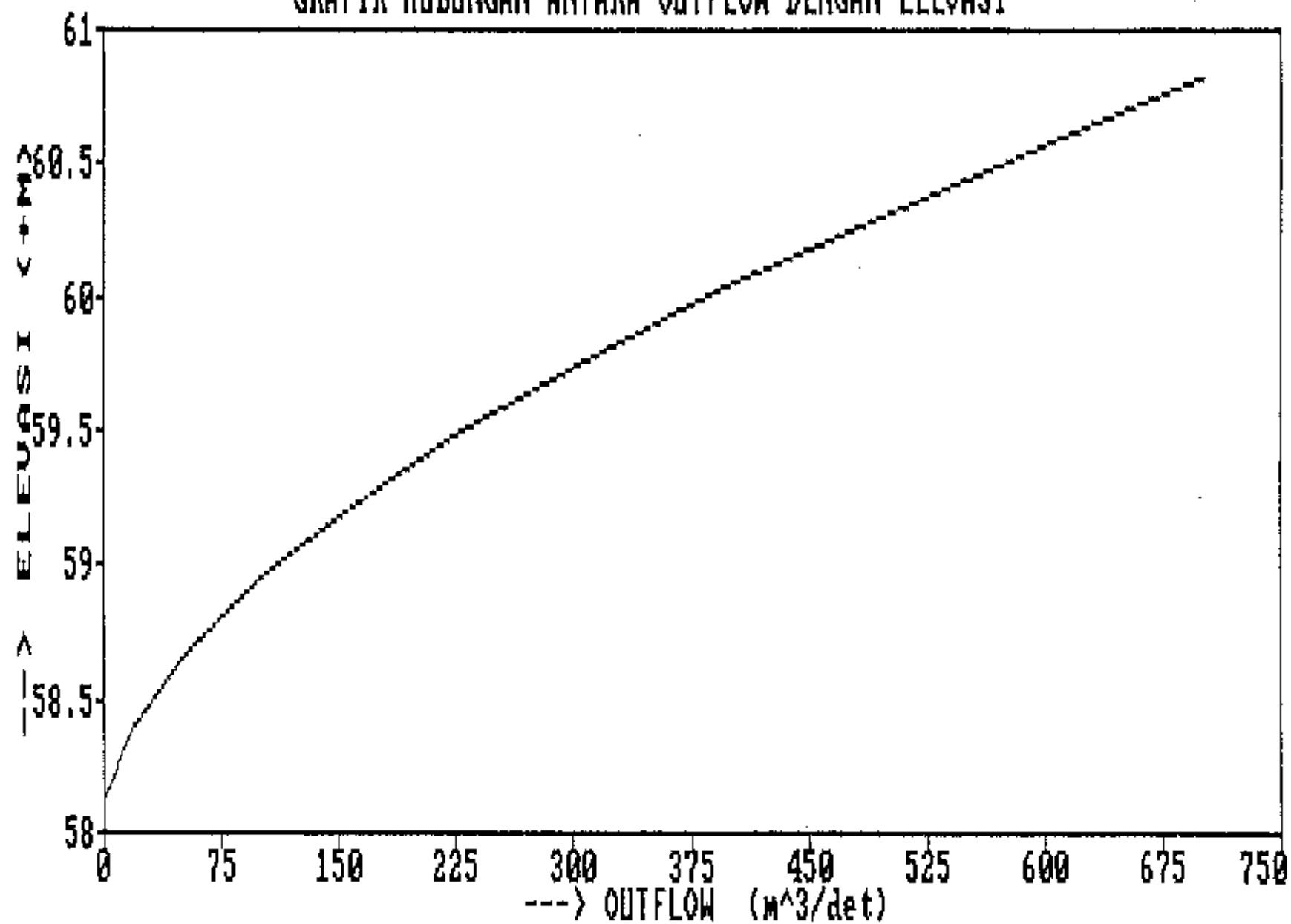
| WAKTU (jam) | INFLOW (m ³ /det) |
|------------------|-----------------------------------|
| 1 | 35,478 |
| 2 | 156,284 |
| 3 | 422,231 |
| 4 | 877,083 |
| 5 | 1435,163 |
| 6 | 1409,708 |
| 7 | 1326,173 |
| 8 | 1191,407 |
| 9 | 1027,293 |
| 10 | 876,764 |
| 11 | 748,520 |
| 12 | 639,246 |
| 13 | 529,854 |
| 14 | 478,725 |
| 15 | 433,458 |
| 16 | 393,606 |
| 17 | 355,074 |
| 18 | 320,024 |
| 19 | 288,581 |
| 20 | 260,856 |
| 21 | 234,717 |
| 22 | 212,537 |
| 23 | 191,698 |
| 24 | 168,221 |

Dengan interval $\Delta t = 1 \text{ jam} = 1 \times 60 \times 60 = 0,0036 \cdot 10^6 \text{ det}$, maka dari tabel data diatas dapat disusun hubungan antara elevasi dengan $[S+Q/2.\Delta t]$ seperti pada perhitungan tabel 6.5. Kemudian dari tabel 6.5 tersebut dapat digambarkan hubungan antara outflow (Q) dengan elevasi dan $[S+Q/2.\Delta t]$ dengan elevasi seperti pada gambar 6.9 dan 6.10.

Tabel : 6.5 Hubungan antara elevasi dengan $[S+Q/2.\Delta t]$

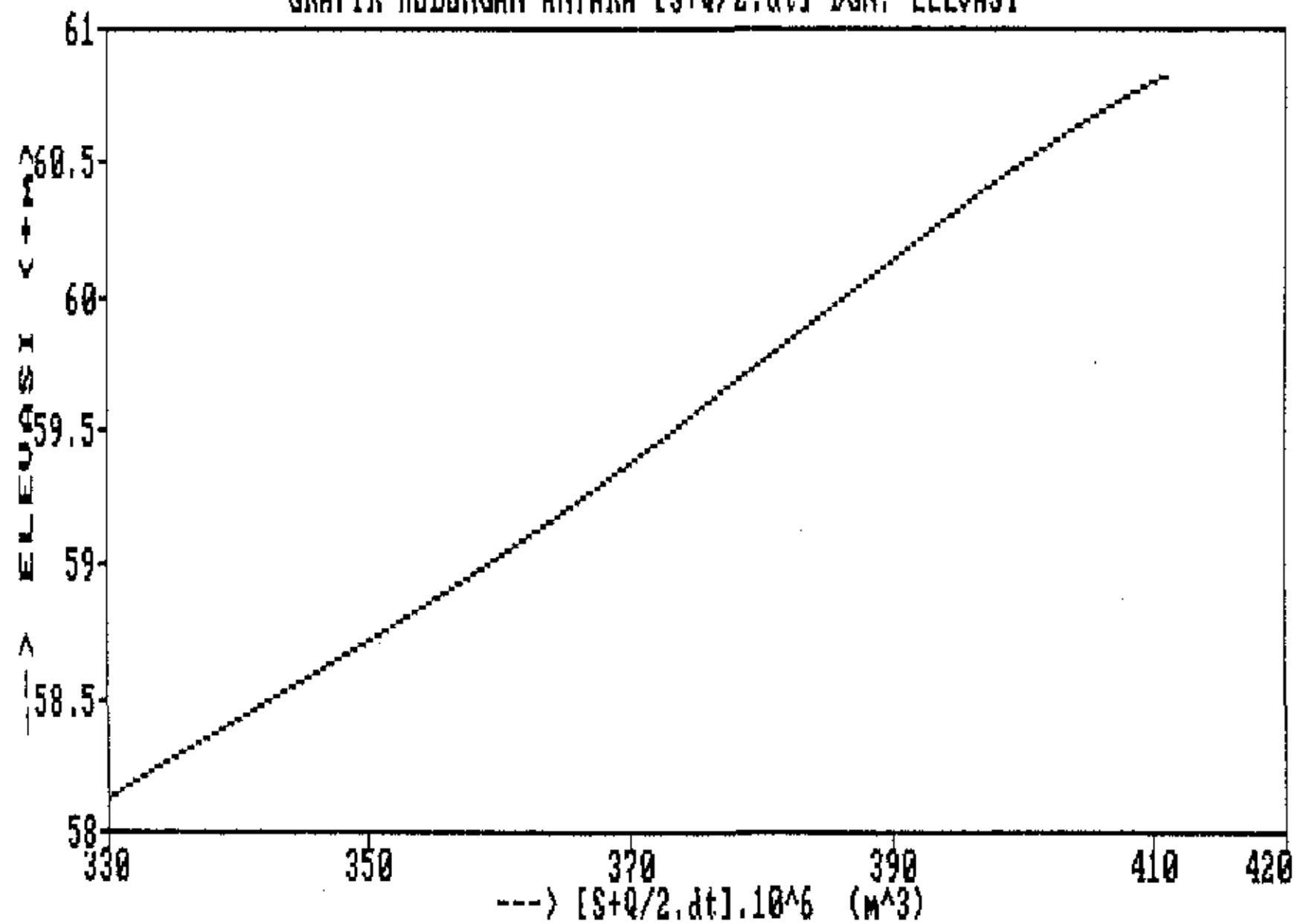
| ELEVASI (m) | STORAGE (S) ($\times 10^6 \text{ m}^3$) | OUTFLOW (Q) (m^3/det) | [S + Q/2.Δt] ($\times 10^6 \text{ m}^3$) |
|------------------|--|--|---|
| 58,120 | 333,120 | 0,000 | 333,120 |
| 58,395 | 337,850 | 17,015 | 337,881 |
| 58,670 | 350,750 | 50,321 | 350,841 |
| 58,945 | 358,250 | 96,088 | 358,423 |
| 59,220 | 369,850 | 153,029 | 370,125 |
| 59,495 | 373,650 | 220,352 | 374,047 |
| 59,770 | 376,580 | 297,470 | 377,115 |
| 60,045 | 386,500 | 383,899 | 387,191 |
| 60,320 | 393,500 | 479,224 | 394,363 |
| 60,595 | 404,300 | 583,079 | 405,350 |
| 60,880 | 409,150 | 703,594 | 410,416 |

GRAFIK HUBUNGAN ANTARA OUTFLOW DENGAN ELEVASI



GAMBAR : 8.9

GRAFIK HUBUNGAN ANTARA $[S+Q/2, dt]$ DGN. ELEVASI



GAMBAR : 6.10

Tabel : 6.7 Perhitungan flood routing untuk Q PMF

| T jam | I (m^3/dt) | $\frac{I_1+I_2}{2}$ m^3/dt | $I \cdot \Delta t$ 10^6m^3 | $S - \frac{O}{2} \Delta t$ 10^6m^3 | $S + \frac{O}{2} \Delta t$ 10^6m^3 | ELEVASI | OUTFLOW m^3/dt |
|----------|---------------------------------|---|---|---|---|---------|-----------------------------------|
| 0 | 0,000 | | | | 333,120 | 58,12 | 0,000 |
| 1 | 35,478 | 17,74 | 0,064 | 333,120 | 333,184 | 58,16 | 1,500 |
| 2 | 156,284 | 85,88 | 0,345 | 333,179 | 333,524 | 58,18 | 2,250 |
| 3 | 422,231 | 289,26 | 1,041 | 333,516 | 334,557 | 58,20 | 3,150 |
| 4 | 877,083 | 649,66 | 2,339 | 334,546 | 336,885 | 58,27 | 7,250 |
| 5 | 1435,163 | 1156,12 | 4,162 | 336,859 | 341,021 | 58,41 | 20,120 |
| 6 | 1408,708 | 1422,44 | 5,121 | 340,948 | 346,070 | 58,45 | 24,500 |
| 7 | 1326,173 | 1367,94 | 4,925 | 345,982 | 350,907 | 58,68 | 50,350 |
| 8 | 1191,407 | 1258,79 | 4,532 | 350,726 | 355,258 | 58,71 | 55,450 |
| 9 | 1027,293 | 1109,35 | 3,994 | 355,058 | 359,052 | 58,96 | 87,150 |
| 10 | 876,764 | 952,03 | 3,427 | 358,702 | 362,129 | 58,99 | 89,100 |
| 11 | 748,520 | 812,64 | 2,926 | 361,772 | 364,698 | 59,05 | 102,150 |
| 12 | 639,246 | 693,88 | 2,498 | 364,330 | 366,828 | 59,16 | 120,200 |
| 13 | 529,854 | 584,55 | 2,104 | 366,395 | 368,499 | 59,18 | 130,100 |
| 14 | 478,725 | 504,29 | 1,815 | 368,031 | 369,846 | 59,20 | 135,350 |
| 15 | 433,458 | 456,09 | 1,642 | 369,359 | 371,001 | 59,23 | 154,450 |
| 16 | 393,606 | 413,53 | 1,489 | 370,445 | 371,934 | 59,25 | 156,200 |
| 17 | 355,074 | 374,34 | 1,348 | 371,372 | 372,720 | 59,30 | 171,150 |
| 18 | 320,024 | 337,55 | 1,215 | 372,104 | 373,319 | 59,35 | 175,750 |
| 19 | 288,581 | 304,30 | 1,095 | 372,686 | 373,781 | 59,39 | 190,150 |
| 20 | 260,856 | 274,72 | 0,989 | 373,086 | 374,085 | 59,56 | 223,450 |
| 21 | 234,717 | 247,79 | 0,892 | 373,281 | 374,173 | 59,62 | 238,860 |
| 22 | 212,537 | 223,63 | 0,805 | 373,313 | 374,118 | 59,57 | 224,150 |
| 23 | 191,698 | 202,12 | 0,728 | 373,311 | 374,039 | 58,53 | 210,350 |
| 24 | 168,221 | 179,86 | 0,648 | 373,282 | 373,930 | 58,45 | 198,500 |

* Tinggi Jagaan

Rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :

$$H_f \geq \Delta h + h_v + h_a + h_i$$

$$H_f \geq h_v + \frac{h_e}{2} + h_a + h_i$$

dimana :

Δh = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk yang terjadi akibat timbulnya banjir abnormal.

h_v = tinggi ombak akibat tiupan angin.

h_e = tinggi ombak akibat gempa

h_a = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk, apabila terjadi kemacetan-kemacetan pada pintu bangunan pelimpah, dalam hal ini = 0.

h_i = tinggi tambahan yang didasarkan pada tingkat urgensi dari waduk = diambil = 1 m.

⇒ Tinggi kenaikan permukaan air yang disebabkan oleh banjir abnormal.

$$\Delta h = \frac{2}{3} \cdot \frac{\alpha Q_0}{Q} \cdot \frac{h}{1 + \frac{A \cdot h}{Q \cdot T}}$$

dimana :

Q_0 = debit banjir rencana ($Q_0 = 681,17 \text{ m}^3/\text{det}$)

Q = kapasitas debit rencana bangunan pelimpah untuk banjir abnormal ($Q = 1435,16 \text{ m}^3/\text{det}$)

α = 0,2 (untuk pelimpah terbuka)

h = kedalaman pelimpahan rencana ($h = 1,50 \text{ m}$)

A = luas permukaan air waduk pada elevasi banjir rencana ($A = 22,50 \text{ km}^2$)

T = durasi terjadinya banjir abnormal ($T = 3 \text{ jam}$)

sehingga :

$$\Delta h = \frac{2}{3} \cdot \frac{0,2 \cdot 681,17}{1435,16} \cdot \frac{1,50}{1 + \frac{22500000 \cdot 1,50}{1435,16 \cdot 3 \cdot 3600}} = 0,03 \text{ m.}$$

⇒ Tinggi jangkauan ombak yang disebabkan oleh angin.

$$h_v = 0,00086 \times v^{1,1} \times F^{0,45}$$

dimana :

v = kecepatan angin, untuk daerah lokasi bendung
kecepatan rata-rata = 20 m/det.

F = jarak ke tepi tampungan yang berhadapan (=3000 m).

$$h_v = 0,00086 \times 20^{1,1} \times 3000^{0,45} = 0,85 \text{ m.}$$

⇒ Tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa.

$$h_e = \frac{e \cdot \tau}{\pi} \sqrt{g \cdot H_0}$$

dimana :

e = intensitas seismo horizontal = 0,15

τ = siklus seismic (diambil = 1 detik)

H_0 = kedalaman air di dalam waduk
= 58,12 + 1,5 - 20,00 = 39,62 m.

g = kecepatan grafitasi bumi = 9,8 m/det²

maka :

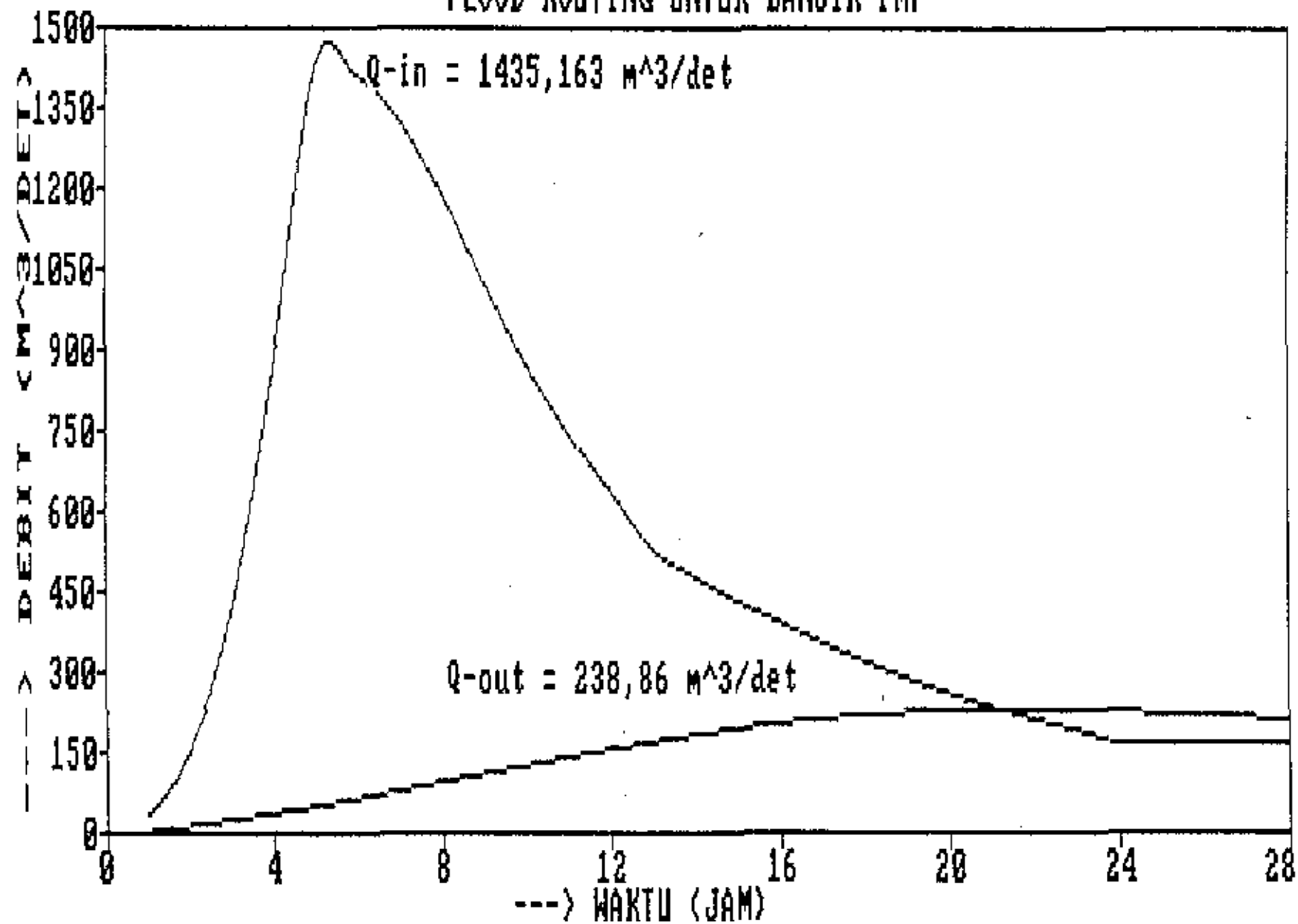
$$h_e = \frac{0,15 \cdot 1}{3,14} \sqrt{9,8 \cdot 39,62} = 0,94 \text{ m.}$$

Dengan demikian tinggi jagaan (H_f) dapat ditentukan dengan mengambil harga tertinggi dari dua (2) perumusan diatas, sebagai berikut :

$$\left. \begin{array}{l} H_f \geq 0,03 + 0,85 + 1 = 1,88 \text{ m.} \\ H_f \geq 0,85 + 0,47 + 1 = 2,32 \text{ m.} \end{array} \right\} \text{ diambil } H_f = 2,50 \text{ m.}$$

► Dari perhitungan-perhitungan diatas didapat :

- Elevasi mercu spillway = + 58,12 m.
- Elevasi muka air maksimum yang melimpah = + 59,62 m.
- Tinggi air max. yang melimpah = $59,62 - 58,12 = + 1,50$ m.
- Elevasi crest (puncak) bendung = elevasi muka air maksimum yang melimpah + tinggi jagaan (H_f) = $59,62 + 2,50 = 62,12$ m.



GAMBAR : 6.12

6.5. BANGUNAN PENGELAK

Bangunan pengelak adalah bangunan yang berfungsi untuk mengalihkan aliran sungai sebelum pekerjaan bendungan utama dimulai. Bangunan ini terdiri dari bendungan penutup (cofferdam) dan saluran pengelak yang dapat berupa saluran terbuka maupun saluran tertutup tergantung kondisi daerah setempat.

Pada studi pendahuluan ini, karena bendungan utama sekaligus membendung dua sungai yaitu sungai utama (S. Cidurian) dan anak sungainya (S. Cipangaur) maka akan terdapat dua bendungan penutup dan dua saluran pengelak.

Jika ditinjau dari keadaan topografi maupun geologinya maka saluran pengelak pada sungai Cidurian direncanakan dengan saluran tertutup yang menembus perbukitan di sebelah kiri bendungan, sedangkan saluran pengelak pada sungai Cipangaur, karena kondisi topografinya relatif datar maka direncanakan dengan saluran terbuka yang akan mengalihkan aliran sungai tersebut bergabung menjadi satu dengan sungai Cidurian. Jadi dalam perencanaan bangunan pengelak pada sungai Cidurian tidak akan menjadi masalah karena dengan bergabungnya sungai Cipangaur menjadi satu maka perhitungan analisa hidrologi di depan dapat dipakai. Sedangkan pada perencanaan bangunan pengelak pada sungai Cipangaur harus diadakan analisa hidrologi tersendiri yang hanya berpengaruh pada catchment areanya sungai Cipangaur tersebut.

6.5.1. Penentuan Periode Ulang banjir

Dalam penentuan periode ulang banjir yang dipakai dalam perencanaan bendungan penutup/cofferdam dipakai dasar

Tabel : 6.8 Perhitungan tinggi hujan rencana

| NO. | tanggal kejadian | X (mm) | X rata ² (mm) | (3)-(4) | (5) ² | (3) ² |
|-----|------------------|-------------|-------------------------------|---------|------------------|------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| 1 | 15-1-85 | 200,00 | 125,63 | 74,370 | 5.530,852 | 40.000 |
| 2 | 2-5-61 | 195,00 | 125,63 | 69,370 | 4.812,248 | 38.025 |
| 3 | 16-3-62 | 144,00 | 125,63 | 18,370 | 337,471 | 20.736 |
| 4 | 5-2-73 | 140,00 | 125,63 | 14,370 | 206,508 | 19.600 |
| 5 | 4-4-83 | 135,00 | 125,63 | 9,370 | 87,804 | 18.225 |
| 6 | 9-2-64 | 133,00 | 125,63 | 7,370 | 54,322 | 17.689 |
| 7 | 14-3-71 | 133,00 | 125,63 | 7,370 | 54,322 | 17.689 |
| 8 | 5-5-63 | 132,00 | 125,63 | 6,370 | 40,582 | 17.424 |
| 9 | 28-11-72 | 130,00 | 125,63 | 4,370 | 19,100 | 16.900 |
| 10 | 5-2-60 | 128,00 | 125,63 | 2,370 | 5,619 | 16.384 |
| 11 | 2-8-75 | 127,00 | 125,63 | 1,370 | 1,878 | 16.129 |
| 12 | 15-5-74 | 126,00 | 125,63 | 0,370 | 0,137 | 15.876 |
| 13 | 25-12-81 | 125,00 | 125,63 | -0,630 | 0,396 | 15.625 |
| 14 | 19-3-68 | 125,00 | 125,63 | -0,630 | 0,396 | 15.625 |
| 15 | 13-5-58 | 122,00 | 125,63 | -3,630 | 13,174 | 14.884 |
| 16 | 24-7-78 | 120,00 | 125,63 | -5,630 | 31,689 | 14.400 |
| 17 | 22-9-70 | 118,00 | 125,63 | -7,630 | 58,211 | 13.824 |
| 18 | 19-4-77 | 115,00 | 125,63 | -10,630 | 112,989 | 13.225 |
| 19 | 1-8-76 | 115,00 | 125,63 | -10,630 | 112,989 | 13.225 |
| 20 | 26-2-80 | 113,00 | 125,63 | -12,630 | 159,508 | 12.769 |
| 21 | 2-6-65 | 112,00 | 125,63 | -13,630 | 185,767 | 12.544 |
| 22 | 16-3-79 | 108,00 | 125,63 | -17,630 | 310,804 | 11.664 |
| 23 | 28-4-67 | 100,00 | 125,63 | -25,630 | 656,878 | 10.000 |
| 24 | 4-2-66 | 100,00 | 125,63 | -25,630 | 656,878 | 10.000 |
| 25 | 13-8-84 | 100,00 | 125,63 | -25,630 | 656,878 | 10.000 |
| 26 | 19-5-82 | 99,00 | 125,63 | -26,630 | 709,137 | 9.801 |
| 27 | 9-7-69 | 97,00 | 125,63 | -28,630 | 819,656 | 9.409 |
| | | 125,630 | | | 15.636,30 | 441.772 |

Dari perhitungan pada tabel : 6.8 diatas, kemudian diadakan perhitungan-perhitungan sebagai berikut :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{15.636,30}{26}} = 24,523$$

Dari perhitungan pada bab 3 didepan didapat :

$$S_n = 1,1004$$

$$Y_n = 0,5332$$

Sedangkan harga reduced variate (Y_T) untuk periode ulang 20 tahun adalah = 2,9606.

maka :

$$K_{20} = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} = \frac{2,9606 - 0,5332}{1,1004} = 2,206.$$

$$X_T = \bar{X} + \sigma \cdot K$$

$$X_{20} = 125,63 + 24,523 \cdot 2,206 = 179,73 \text{ mm.}$$

Tinggi hujan efektifnya adalah :

$$R_{eff} = 0,609 \cdot 179,73 = 109,45 \text{ mm.}$$

Selanjutnya diadakan perhitungan distribusi hujan efektif tiap jam seperti tabel berikut :

Tabel : 6.9 Distribusi hujan efektif tiap jam

| Waktu (jam) | Ratio (%) | Periode ulang 20 Th |
|------------------|----------------|---------------------|
| 1 | 58,48 | 64,01 |
| 2 | 15,20 | 16,64 |
| 3 | 10,66 | 11,67 |
| 4 | 8,50 | 9,30 |
| 5 | 7,16 | 7,84 |
| Hujan efektif : | | 109,45 mm |

Selanjutnya untuk perhitungan debit banjir rencananya dipakai metode Nakayasu sebagai berikut :

Diketahui :

a). Dari data topografi : Luas DAS = $36,13 \text{ km}^2$

L = panjang sungai = 17,99 km

$L > 15 \text{ km}$, berlaku rumus : $T_g = 0,4 + 0,058 \cdot L$

$$T_g = 0,4 + 0,058 \cdot 17,99$$

$$= 1,443 \text{ jam}$$

$$b). T_{0,3} = \alpha \cdot T_g \quad (\alpha \text{ diambil } = 2)$$

$$= 2 \cdot 1,443 = 2,89 \text{ jam}$$

$$c). T_p = T_g + 0,8 T_r \quad (T_r = \text{satuan waktu hujan} = 1 \text{ jam})$$

$$= 1,443 + 0,8 \cdot 1 = 2,243 \text{ jam}$$

$$d). Q_p = \frac{1}{3,6} \cdot \frac{A \cdot R_o}{(0,3 T_p + T_{0,3})} \quad (\text{m}^3/\text{det})$$

$$= \frac{1}{3,6} \cdot \frac{46,13 \cdot R_o}{(0,3 \cdot 2,243 + 2,89)} = 3,6 R_o$$

$$e). \text{ Untuk kurva naik, dimana } 0 < t < T_p \longrightarrow 0 < t \leq 2,243$$

$$Q_a = Q_p \cdot \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \quad (\text{m}^3/\text{det})$$

$$= 3,60 \cdot R_o \left(\frac{t}{2,243} \right)^{2,4}$$

Hasil perhitungannya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel : 6.10

| t | $\left(\frac{t}{2,243} \right)^{2,4}$ | Q_a |
|-------|--|-------------|
| 1 | 0,1439 | 0,518 R_o |
| 2 | 0,7594 | 2,734 R_o |
| 2,243 | 1,00 | 3,600 R_o |

$$f). \text{ Untuk kurva turun, dimana } t > T_p$$

$$1. T_p < t \leq (T_p + T_{0,3})$$

$$2,243 < t \leq 5,133$$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - T_p}{T_{0,3}} \right)$$

$$= 3,60 R_o \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - 2,243}{2,89} \right)$$

Hasil perhitungannya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel : 6.11

| t | 0,3 pangkat $(\frac{t - 2,243}{2,89})$ | Qd |
|-------|--|----------|
| 3 | 0,7285 | 2,626 Ro |
| 4 | 0,4809 | 1,731 Ro |
| 5 | 0,3171 | 1,142 Ro |
| 5,133 | 0,300 | 1,080 Ro |

$$2. (T_p + T_{0,3}) < t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$$

$$5,133 < t \leq 9,468$$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{1,5 \cdot T_{0,3}} \right);$$

$$= 3,60 \text{ Ro} \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - 0,798}{4,335} \right)$$

Hasil perhitungannya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel : 6.12

| t | 0,3 pangkat $(\frac{t - 0,798}{4,335})$ | Qd |
|-------|---|----------|
| 6 | 0,2358 | 0,848 Ro |
| 7 | 0,1786 | 0,643 Ro |
| 8 | 0,1353 | 0,487 Ro |
| 9 | 0,1025 | 0,369 Ro |
| 9,468 | 0,09 | 0,324 Ro |

$$3. t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3})$$

$$t > 9,468$$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t - T_p + 1,5 \cdot T_{0,3}}{2 \cdot T_{0,3}} \right)$$

$$= 3,60 \text{ Ro} \cdot 0,3 \text{ pangkat } \left(\frac{t + 2,092}{5,78} \right)$$

Hasil perhitungannya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel : 6.13

| t | 0,3 pangkat ($\frac{t+2,092}{5,78}$) | Qd |
|----|--|-----------|
| 10 | 0,0806 | 0,290 Ro |
| 11 | 0,0654 | 0,235 Ro |
| 12 | 0,0531 | 0,191 Ro |
| 13 | 0,0431 | 0,155 Ro |
| 14 | 0,0350 | 0,126 Ro |
| 15 | 0,0284 | 0,102 Ro |
| 16 | 0,0231 | 0,083 Ro |
| 17 | 0,0187 | 0,067 Ro |
| 18 | 0,0152 | 0,055 Ro |
| 19 | 0,0124 | 0,044 Ro |
| 20 | 0,0100 | 0,036 Ro |
| 21 | 0,0081 | 0,028 Ro |
| 22 | 0,0066 | 0,002 Ro |
| 23 | 0,0054 | -0,0016Ro |
| 24 | 0,0044 | 0,0015Ro |

Dari perhitungan unit hidrograf diatas, kemudian diadakan perhitungan hidrograf banjir rencana seperti tabel 6.14 berikut.

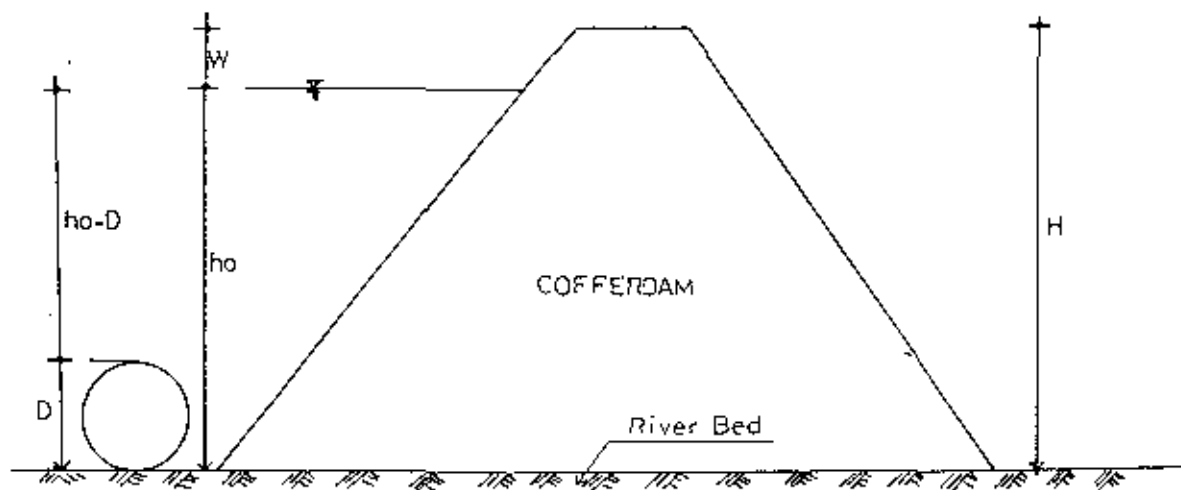
Tabel : 6.14

HIDROGRAF BANJIR RENCANA 20 TAHUNAN

| JAM | UNIT HIDRO- GRAF m^3/dt | 0 - 1 | 1 - 2 | 2 - 3 | 3 - 4 | 4 - 5 | Q m^3/det |
|-------|------------------------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------|-----------------|----------------|
| | | $R_0 =$ 64,01 | $R_0 =$ 16,64 | $R_0 =$ 11,67 | $R_0 =$ 9,30 | $R_0 =$ 7,84 | |
| 1 | 0,518 | 33,157 | — | — | — | — | 33,157 |
| 2 | 2,734 | 175,003 | 8,620 | — | — | — | 183,623 |
| 2,243 | 3,600 | 230,436 | 45,494 | 6,045 | — | — | 281,975 |
| 3 | 2,626 | 168,080 | 59,904 | 31,906 | 4,817 | — | 264,717 |
| 4 | 1,731 | 110,801 | 43,687 | 42,012 | 25,426 | 4,061 | 225,987 |
| 5 | 1,142 | 73,099 | 28,804 | 30,645 | 33,480 | 21,435 | 187,463 |
| 5,133 | 1,080 | 69,131 | 19,003 | 20,201 | 24,422 | 28,224 | 160,980 |
| 6 | 0,849 | 54,344 | 17,971 | 13,327 | 16,098 | 20,588 | 122,329 |
| 7 | 0,643 | 41,158 | 14,127 | 12,604 | 10,621 | 13,571 | 92,081 |
| 8 | 0,487 | 31,173 | 10,700 | 9,908 | 10,044 | 8,953 | 70,778 |
| 9 | 0,369 | 23,620 | 8,104 | 7,504 | 7,896 | 8,467 | 55,590 |
| 9,468 | 0,324 | 20,739 | 6,140 | 5,683 | 5,980 | 6,656 | 45,199 |
| 10 | 0,290 | 18,563 | 5,381 | 4,306 | 4,529 | 5,041 | 37,831 |
| 11 | 0,235 | 15,042 | 4,826 | 3,781 | 3,432 | 3,818 | 30,898 |
| 12 | 0,191 | 12,226 | 3,910 | 3,384 | 3,013 | 2,893 | 25,427 |
| 13 | 0,155 | 9,822 | 3,178 | 2,742 | 2,697 | 2,540 | 21,079 |
| 14 | 0,126 | 8,065 | 2,579 | 2,228 | 2,186 | 2,274 | 17,333 |
| 15 | 0,102 | 6,529 | 2,097 | 1,809 | 1,776 | 1,842 | 14,053 |
| 16 | 0,083 | 5,313 | 1,687 | 1,470 | 1,442 | 1,497 | 11,419 |
| 17 | 0,067 | 4,289 | 1,381 | 1,190 | 1,172 | 1,215 | 9,247 |
| 18 | 0,055 | 3,521 | 1,115 | 0,969 | 0,949 | 0,988 | 7,540 |
| 19 | 0,044 | 2,816 | 0,915 | 0,782 | 0,772 | 0,800 | 6,085 |
| 20 | 0,036 | 2,304 | 0,732 | 0,642 | 0,623 | 0,651 | 4,952 |
| 21 | 0,029 | 1,856 | 0,599 | 0,513 | 0,512 | 0,525 | 4,006 |
| 22 | 0,002 | 0,128 | 0,483 | 0,420 | 0,409 | 0,431 | 1,871 |
| 23 | 0,0016 | 0,102 | 0,033 | 0,338 | 0,335 | 0,345 | 1,154 |
| 24 | 0,0015 | 0,096 | 0,027 | 0,023 | 0,270 | 0,262 | 0,698 |

6.5.2. Perhitungan Bangunan Pengelak

Untuk mendapatkan dimensi bangunan pengelak dan diversion tunnel diperkirakan dengan rumus empiris dari Nippon Koei - Indra Karya dalam team HPPS Jakarta sebagai berikut :



$$h_o = (1 + f_c) \frac{V^2}{2 \cdot g} + D$$

dimana :

V = kecepatan aliran dalam tunnel (m/det).

h_o = jarak muka air tertinggi dari dasar sungai atau river bed (m).

f_c = koefisien kehilangan tinggi energi pada pemasukan.

D = diameter tunnel (m).

Q = debit banjir rencana (m^3/det).

A. Bangunan Pengelak pada Sungai Cidurian

- Diversion tunnel direncanakan memakai terowongan tekan dengan diameter = 8 m.

- Debit banjir rencana = 465,666 m^3/det .

maka :

$$A = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= 1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,265 \text{ m}^2.$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{465,666}{50,265} = 9,264 \text{ m/det.}$$

$$f_c = f_1 \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \longrightarrow f_1 = 0,05 \text{ (gambar 6.3)}$$

$$f_c = 0,05 \cdot \frac{9,264^2}{2 \cdot 9,8} = 0,22 \text{ m.}$$

jadi :

$$h_o = (1 + 0,22) \cdot \frac{9,264^2}{2 \cdot 9,8} + 8 = 13,34 \text{ m.}$$

Jika diambil tinggi jagaan 2 meter, maka :

- Tinggi cofferdam = $13,34 + 2 = 15,34 \text{ m.}$
- Elevasi dasar saluran = $22,82 \text{ m}$
- Elevasi crest cofferdam = $22,82 + 15,34 = + 38,16 \text{ m.}$

* Lebar mercu cofferdam adalah :

$$b = 3,6 \times H^{1/3} - 3,0$$

dimana :

b = lebar mercu cofferdam (m) .

H = tinggi cofferdam = $15,34 \text{ m.}$

m a k a :

$$\begin{aligned} b &= 3,6 \times 15,34^{1/3} - 3,0 \\ &= 5,95 \text{ m.} \end{aligned}$$

* Kemiringan lereng :

Kemiringan lereng cofferdam direncanakan sama dengan kemiringan lereng dam (bendung) utama yaitu pada bagian upstream = $1 : 3,5$ dan pada bagian down stream = $1 : 2,5$.

B. Bangunan pengelak pada Sungai Cipangaur

- Saluran pengelak direncanakan memakai saluran terbuka dengan dimensi sebagai berikut :

Jika diambil tinggi jagaan 2,0 meter, maka :

- Tinggi cofferdam = $9,334 + 2,0 = 11,334$ m.
- Elevasi dasar saluran = 23,03 m
- Elevasi crest cofferdam = $23,03 + 11,334 = 34,364$ m.
 $\cong + 34,36$ m.

* Lebar mercu cofferdam adalah :

$$b = 3,6 \times H^{1/3} - 3,0$$

dimana :

b = lebar mercu cofferdam (m) .

H = tinggi cofferdam = 11,334 m.

m a k a :

$$\begin{aligned} b &= 3,6 \times 11,334^{1/3} - 3,0 \\ &= 5,09 \text{ m} \cong 5,10 \text{ m.} \end{aligned}$$

* Kemiringan lereng :

Kemiringan lereng cofferdam direncanakan sama dengan kemiringan lereng dam (bendung) utama yaitu pada bagian up stream = 1 : 3,5 dan pada bagian down stream = 1 : 2,5 .

perhitungan sebagai berikut :

$$J = 1 - (1 - P)^N$$

dimana :

J = besarnya derajat resiko yang dipilih.

P = kemungkinan tidak terjadi ($1/T$).

N = umur rencana pelaksanaan konstruksi utama.

T = frekwensi banjir yang direncanakan.

Batasan besarnya derajat resiko antara 10 - 20 % dan lamanya pelaksanaan konstruksi utama = 5 tahun.

Jadi :

$$0,20 = 1 - (1 - 1/T)^5$$

—→ dengan coba-coba didapat $T = 20,44 \text{ tahun} \approx 20 \text{ tahun}$.

Dari perhitungan analisa hidrologi didepan, untuk perencanaan bangunan pengelak pada sungai Cidurian didapat $Q_{20} = 465,666 \text{ m}^3/\text{det}$, sedangkan untuk perencanaan bangunan pengelak pada sungai Cipangaur diadakan perhitungan terlebih dahulu sebagai berikut :

*. Perhitungan Tinggi Hujan Rencana

Sungai Cipangaur mempunyai catchment area = $36,13 \text{ km}^2$ dan panjang sungai = 17,99 km. Untuk perhitungan tinggi hujan rencananya dipakai metode Gumbel sebagai berikut :

B A B VII

PERHITUNGAN ENERGI LISTRIK

7.1. DEBIT DASAR PEMBANGKITAN

Debit dasar pembangkitan adalah aliran yang diperhitungkan dapat dilepaskan oleh waduk untuk pengoperasian PLTA sepanjang tahun. Debit dasar pembangkitan besarnya tergantung pada volume air yang masuk dalam tampungan (inflow) dan kapasitas waduk itu sendiri.

Pada studi pendahuluan ini yang dipakai sebagai debit dasar pembangkitan adalah debit andalan 80 % (= Q_{80}) yaitu sebesar = $14,58 \text{ m}^3/\text{detit}$. Karena PLTA Tanjung direncanakan untuk mendukung beban puncak selama 5 jam sehari, maka debit pembangkitnya adalah sebesar = $14,58 \times 24/5 = 69,984 \text{ m}^3/\text{detik}$.

7.2. PERHITUNGAN KEHILANGAN TINGGI ENERGI

7.2.1. Tinggi Jatuh Efektif

Disamping besarnya debit, faktor lain yang ikut menentukan besarnya daya dan energi yang dihasilkan oleh suatu pembangkit listrik tenaga air adalah tinggi jatuh netto /tinggi jatuh efektif.

Tinggi jatuh efektif adalah tinggi bruto dikurangi kehilangan-kehilangan akibat pemasukan, gesekan, belokan dan lain-lain mulai dari intake sampai dengan outlet.

Dalam studi pendahuluan ini tinggi jatuh efektif diperhitungkan sebagai berikut :

$$H_{\text{eff}} = \frac{FSL + MOL}{2} - \Delta h - TWL$$

dimana :

H_{eff} = tinggi jatuh efektif (m).

FSL = Full Supply Level / muka air tinggi (m).

= + 58,12 m.

MOL = Minimum Operating Level / muka air rendah (m).

= + 53,88 m.

Δh = kehilangan tinggi energi total (dari intake sampai outlet)

TWL = Tail Water Level / tinggi muka air pada tail race (m).

= + 20,67 m.

7.2.2. Kehilangan Tinggi Energi

⇒ Kehilangan tinggi energi dari intake sampai surge tank

Dari pembahasan pada bab 6 didepan, maka kehilangan tinggi energi dari intake sampai ke surge tank adalah :

$$\begin{aligned} \Delta h_1 &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 \\ &= 0,108 + 0,092 + 0,006 + 0,129 + 0,834 \\ &= 1,169 \text{ m.} \end{aligned}$$

⇒ Kehilangan tinggi energi dari surge tank sampai outlet

a. Kehilangan tinggi energi pada pemasukan penstock

$$h_1 = f_1 \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

dimana :

h_1 = kehilangan tinggi energi pada pemasukan.

f_1 = koefisien yang tergantung bentuk pemasukan
→ circular square = 0,2 (gambar : 6.3).

V = kecepatan setelah pemasukan = 4,60 m/det.

maka :

$$h_1 = 0,2 \cdot \frac{4,60^2}{2 \cdot 9,8} = 0,216 \text{ m.}$$

b. Kehilangan tinggi energi akibat transisi

$$h_2 = f_2 \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

dimana :

h_2 = kehilangan tinggi energi pada transisi.

f_2 = koefisien kehilangan energi pada transisi.
 → gambar : 6.4.

V = kecepatan setelah pemasukan = 4,60 m/det.

$$\frac{A_2}{A_1} = \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 4,40^2}{1/4 \cdot \pi \cdot 5^2} = 0,77 \quad \left[\begin{array}{l} \text{dari gambar : 6.4.} \\ \text{didapat } f_2 = 0,008 \end{array} \right]$$

$$\phi = 30^\circ$$

maka :

$$h_2 = 0,008 \cdot \frac{4,60^2}{2 \cdot 9,8} = 0,008 \text{ m.}$$

c. Kehilangan tinggi energi akibat belokan

$$h_3 = f_3 \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

dimana :

h_3 = kehilangan tinggi energi pada belokan.

f_3 = koefisien yang tergantung pada sudut belokan.
 $\alpha = 12^\circ \rightarrow f_3 = 0,044$.

V = kecepatan setelah belokan = 4,60 m/det.

maka :

$$h_3 = 0,044 \cdot \frac{4,60^2}{2 \cdot 9,8} = 0,047 \text{ m.}$$

d. Kehilangan tinggi energi pada gesekan

$$h_4 = f_4 \cdot \frac{D}{L} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

dimana :

h_4 = kehilangan tinggi energi akibat gesekan pipa.

f_4 = faktor gesekan yang tergantung dari bilangan Reynold dan kekasaran relatif (gambar : 6.5).

D = diameter pipa penstock = 4,40 m.

L = panjang pipa penstock = 120 m.

V = kecepatan aliran pada penstock = 4,60 m/det.

Re = bilangan Reynold.

ν = viskositas kinematis = 10^{-6} m²/det.

ϵ = kekasaran relatif dari bahan.

→ baja, $\epsilon = 0,00025$.

$$\left. \begin{aligned} Re &= \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{4,60 \cdot 4,40}{10^{-6}} = 2,024 \cdot 10^7 \\ \frac{\epsilon}{D} &= \frac{0,00025}{4,40} = 0,000057 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{gambar : 6.5} \\ f_4 = 0,011. \end{array}$$

maka :

$$h_4 = 0,011 \cdot \frac{120}{4,40} \cdot \frac{4,60^2}{2 \cdot 9,8} = 0,324 \text{ m.}$$

e. Kehilangan tinggi energi akibat belokan

$$h_5 = f_5 \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

dimana :

h_5 = kehilangan tinggi energi pada belokan.

f_5 = koefisien yang tergantung pada sudut belokan.
 $\alpha = 12^\circ \rightarrow f_5 = 0,044$.

V = kecepatan setelah belokan = 4,60 m/det.

maka :

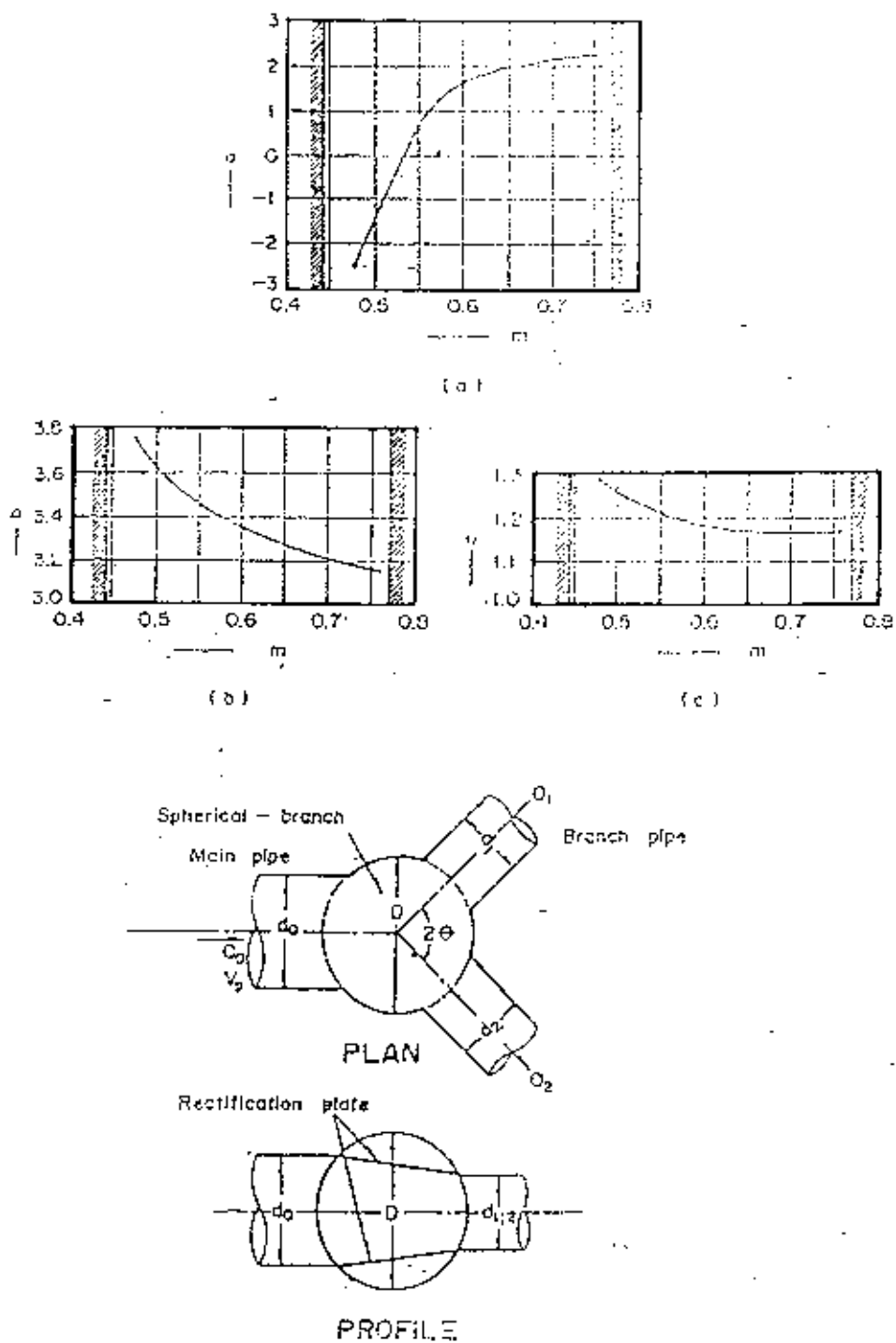
$$h_5 = 0,044 \cdot \frac{4,60^2}{2 \cdot 9,8} = 0,047 \text{ m.}$$

f. Kehilangan tinggi energi akibat percabangan

$$h_6 = f_6 \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

$$f_6 = (0,587 \cdot \log Re - a) \cdot \left(\frac{Q_i}{Q_o}\right)^2 - (b - 0,46 \cdot \log Re) \cdot \left(\frac{Q_i}{Q_o}\right) + (c - 0,146 \cdot \log Re)$$

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad : \quad n = \frac{D_i}{\sqrt{D_o \cdot D}}$$



Gambar : 7.1. Koefisien kehilangan energi akibat percabangan

dimana :

h_o = kehilangan tinggi energi akibat percabangan.

f_o = koefisien kehilangan energi akibat percabangan

Re = bilangan Reynold.

a, b, c = koefisien yang tergantung pada diameter penstock sebelum dan sesudah percabangan.

D_i = diameter pada cabang i = 3,35 m.

D_o = diameter sebelum percabangan = 4,40 m.

$$Re = \frac{4,60 \cdot 4,40}{10^{-6}} = 2,024 \cdot 10^7$$

$$n = \frac{3,35}{\sqrt{4,40 \cdot 5}} = 0,71$$

→ Dari gambar 7.1 didapat :

$$a = 2,2 \quad : \quad b = 3,2 \quad : \quad c = 1,17$$

$$\begin{aligned} f_o &= (0,587 \cdot \log 2,0240 \cdot 10^7 - 2,2) \cdot \left(\frac{34,99}{69,98} \right)^2 - \\ &\quad (3,2 - 0,46 \cdot \log 2,0240 \cdot 10^7) \cdot \left(\frac{34,99}{69,98} \right) + \\ &\quad (1,17 - 0,146 \cdot \log 2,0240 \cdot 10^7) \\ f_o &= 0,499. \end{aligned}$$

maka :

$$h_o = 0,499 \cdot \frac{4,60^2}{2 \cdot 9,8} = 0,539 \text{ m.}$$

⇒ Jadi Δh dari penstock sampai ke outlet adalah :

$$\begin{aligned} \Delta h_z &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_o \\ &= 0,216 + 0,008 + 0,047 + 0,324 + 0,047 + 0,539 \\ &= 1,181 \text{ m.} \end{aligned}$$

Jadi :

$$\begin{aligned} \Delta h_{total} &= \Delta h_1 + \Delta h_2 \\ &= 1,169 \text{ m} + 1,181 \text{ m} \\ &= 2,350 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{eff} &= \frac{FSL + MOL}{2} - \Delta h_{total} - TWL \\
 &= \frac{58,12 + 53,88}{2} - 2,350 - 20,67 \\
 &= 32,980 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

7.3. PERHITUNGAN ENERGI LISTRIK

Daya yang akan dihasilkan oleh suatu pembangkit listrik tenaga air diperhitungkan dengan rumus sebagai berikut :

$$P_o = \eta_T \cdot 9,8 \cdot Q \cdot H_n$$

dimana :

P_o = daya / kapasitas dasar yang dihasilkan oleh pembangkit listrik (KW).

η_T = efisiensi total (generator dan turbin).

Q = debit pembangkit / yang tersedia = $69,984 \text{ m}^3/\text{det.}$

H_n = tinggi jatuh efektif / H netto = 32,980 m.

Untuk mendapatkan kapasitas terpasang (installed capacity) diambil faktor perencanaan (plan faktor) = 0,65 , sehingga besarnya kapasitas terpasang = $\frac{P_o}{0,65}$.

Besarnya energi tahunan diperoleh dengan mengalikan kapasitas dasar dengan waktu pengoperasian setahun (dalam jam), sehingga :

$$E_o = P_o \times \text{waktu pengoperasian setahun}$$

dimana :

E_o = energi setahun yang dikalikan (KWH).

P_o = kapasitas dasar (KW).

⇒ Perhitungan efisiensi turbin :

$$N_s = \frac{20.000}{H + 20} + 30$$

dimana :

N_s = kecepatan jenis untuk turbin Francis (m - kw).

H = tinggi jatuh efektif = 32,980 m.

maka :

$$N_s = \frac{20.000}{32,980 + 20} + 30 = 407,50 \text{ m - kw.}$$

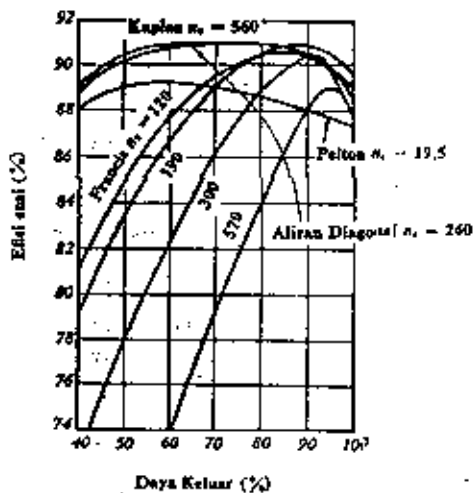
Untuk $N_s = 407,50 \rightarrow$ tabel : 7.1 didapat daya maksimum = 88,6 % .

tabel : 7.1 Kecepatan jenis turbin Francis

| η_s | 60 | 90 | 120 | 150 | 190 | 250 | 300 | 350 | 400 | 450 | 500 | 660 |
|-----------------------------|------|----|------|-----|------|------|------|-----|------|------|-----|------|
| Pada Daya Maksimum (%) | 86,5 | 88 | 88,5 | 89 | 89,2 | 88,5 | 87,5 | 88 | 88,5 | 88,8 | 89 | 87,5 |
| Pada Efisiensi Maksimum (%) | 89 | 90 | 90,5 | 91 | 91,2 | 91 | 90,5 | 90 | 90,5 | 90,8 | 91 | 90 |

SUMBER : Teknik Tenaga Listrik, Ariemuhandar

Untuk daya max. = 88,6 %
 $N_s = 407,50 \rightarrow$ grafik : 7.2 didapat efisiensi turbin = 89,25 % .



Gambar : 7.2. Grafik efisiensi turbin Francis

- Efisiensi turbin = 89,25 %

- Efisiensi generator = 95 %

maka :

$$\eta_T = 0,8925 \times 0,95 = 0,85.$$

diketahui :

$$\eta_T = 0,85$$

$$Q = 69,984 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$H_n = 32,980 \text{ m}$$

maka :

$$\begin{aligned} \Rightarrow \text{Daya maksimum (Po)} &= 0,85 \times 9,8 \times 69,984 \times 32,980 \\ &= 19.226,24 \text{ KW} = 19,23 \text{ MW.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \text{Kapasitas terpasang maksimum} &= \frac{19.226,24}{0,85} = 29.578,83 \text{ KW.} \\ &= 29,58 \text{ MW.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \text{Energi setahun} &= 365 \times 5 \times 19.226,24 = 35.087.880 \text{ KWH} \\ &= 35,09 \times 10^6 \text{ KWH.} \end{aligned}$$

7.4. DIMENSI TURBIN DAN GENERATOR

Sebelum merencanakan dimensi dari pada turbin, maka perlu dicari kecepatan yang bekerja pada turbin tersebut karena kecepatan tersebut akan sangat berpengaruh pada perencanaan dari pada turbin yang bersangkutan.

1. Perhitungan kecepatan turbin

Rumus :

$$N = \frac{N_s \cdot H^{5/4}}{P^{1/2}}$$

dimana :

$$N = \text{putaran / kecepatan turbin (Rpm)}$$

$$H = \text{tinggi jatuh efektif} = 32,980 \text{ m.}$$

$$P = \text{daya yang keluar} = 19.226,24 \text{ KW.}$$

$$N_s = \text{Kecepatan jenis} = 407,50 \text{ m - kw.}$$

maka :

$$N = \frac{407,50 (32,980)^{5/4}}{(19.226,24)^{1/2}} = 282 \text{ Rpm.}$$

Kecepatan turbin akan digunakan untuk menggerakkan generator, sehingga perlu dicari besarnya kecepatan serempak yaitu kecepatan turbin yang telah dipasang dengan generator yang akan menghasilkan tenaga yang dibutuhkan. Kecepatan serempak dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$p = \frac{120 \cdot f}{N} \quad ; \quad N = \frac{120 \cdot f}{p}$$

Dimana :

p = Jumlah kutub generator yg merupakan kelipatan 4.

f = frekwensi, untuk Indonesia 50 Hz.

N = kecepatan turbin (Rpm).

maka :

$$p = \frac{120 \cdot 50}{282} = 21,27 \cong 20.$$

$$\text{Kecepatan serempak (N)} = \frac{120 \cdot 50}{20} = 300 \text{ Rpm.}$$

Karena kecepatan serempak sudah diketahui, maka kecepatan jenisnya adalah :

$$N_s = \frac{N \cdot P^{1/2}}{H^{5/4}}$$

Dimana :

N_s = kecepatan jenis yang digunakan (m-kw)

N = kecepatan serempak = 300 Rpm.

P = Daya yang keluar dari turbin = 19.226,24 kw.

H = tinggi jatuh efektif = 32,980 m.

maka :

$$N_s = \frac{300 \times (19.226,24)^{1/2}}{(32,980)^{5/4}} = 526 \text{ m - kw.}$$

2. Discharge diameter/diameter Runner (D3)

Discharge diameter dapat diperoleh dengan menggunakan koefisien peripheral (ϕ). Untuk turbin Francis dapat dipakai perumusan dari D. Zanobetti's sebagai berikut :

$$\phi = 0,68 + \frac{Ns}{2.500}$$

Sedangkan untuk mencari diameter discharge dipakai perumusan dari F.de. Siervo dan F.de. Leva sebagai berikut :

$$D3 = \frac{84,5 \cdot \phi \cdot H^{1/2}}{N}$$

dimana :

ϕ = koefisien peripheral.

Ns = kecepatan jenis turbin = 526 m - kw.

D3 = diameter discharge (m)

H = tinggi jatuh efektif = 32,980 m.

N = kecepatan turbin = 300 Rpm.

maka :

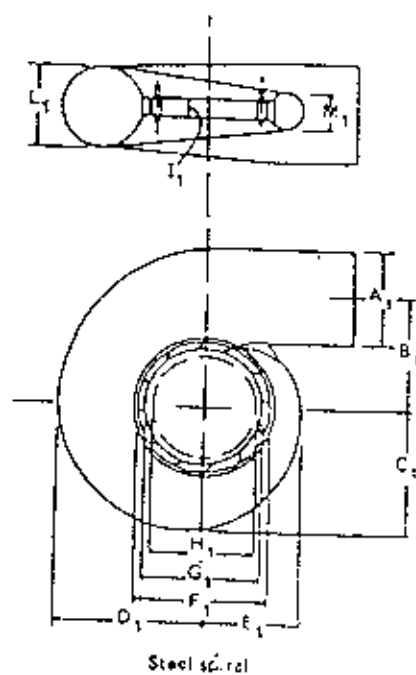
$$\phi = 0,68 + \frac{526}{2.500} = 0,89.$$

$$D3 = \frac{84,5 \cdot 0,89 \cdot (32,980)^{1/2}}{300} = 1,44 \text{ m.}$$

3. Spiral Case dan Draff Tube

Penentuan dimensi spiral case dan draff tube digunakan rumus-rumus empiris yang dikembangkan oleh de Siervo dan de Leva yang merupakan fungsi dari discharge diameter (D3) dan kecepatan jenis (Ns).

A. SPIRAL CASE



Gambar : 7.3. Spiral Case

$$\begin{aligned}
 A_1 &= D_3 \left(1,2 - \frac{19,56}{N_s} \right) \\
 &= 1,44 \left(1,2 - \frac{19,56}{526} \right) = 1,65 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B_1 &= D_3 \left(1,1 + \frac{54,8}{N_s} \right) \\
 &= 1,44 \left(1,1 + \frac{54,8}{526} \right) = 1,70 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_1 &= D_3 \left(1,32 + \frac{49,25}{N_s} \right) \\
 &= 1,44 \left(1,32 + \frac{49,25}{526} \right) = 2,00 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

$$D_1 = D_3 \left(1,50 + \frac{48,8}{N_s} \right)$$

$$D_1 = 1,44 \left(1,50 + \frac{48,8}{526} \right) = 2,30$$

$$\begin{aligned} E_1 &= D_3 \left(0,98 + \frac{63,60}{N_3} \right) \\ &= 1,44 \left(0,98 + \frac{63,60}{526} \right) = 1,60 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_1 &= D_3 \left(1 + \frac{313,4}{N_3} \right) \\ &= 1,44 \left(1 + \frac{313,4}{526} \right) = 2,30 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G_1 &= D_3 \left(0,89 + \frac{96,5}{N_3} \right) \\ &= 1,44 \left(0,89 + \frac{96,5}{526} \right) = 1,55 \text{ m.} \end{aligned}$$

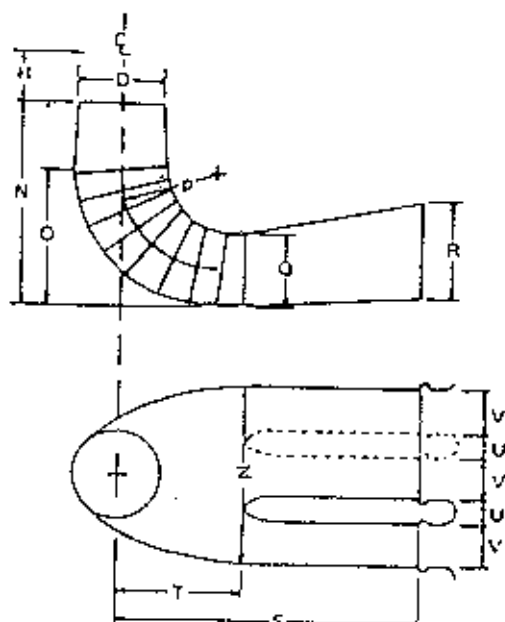
$$\begin{aligned} H_1 &= D_3 \left(0,79 + \frac{81,75}{N_3} \right) \\ &= 1,44 \left(0,79 + \frac{81,75}{526} \right) = 1,40 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_1 &= D_3 \left(0,1 + 0,00065 N_3 \right) \\ &= 1,44 \left(0,1 + 0,00065 \cdot 526 \right) = 0,65 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_1 &= D_3 \left(0,88 + 0,00049 N_3 \right) \\ &= 1,44 \left(0,88 + 0,00049 \cdot 526 \right) = 1,65 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= D_3 \left(0,60 + 0,000015 N_3 \right) \\ &= 1,44 \left(0,60 + 0,000015 \cdot 526 \right) = 0,90 \text{ m.} \end{aligned}$$

B. DRAFT TUBE



Gambar : 7.4. Draff Tube

$$N = D_a \left(1,54 + \frac{203,5}{N_a} \right)$$

$$= 1,44 \left(1,54 + \frac{203,5}{526} \right) = 2,80 \text{ m.}$$

$$O = D_a \left(0,83 + \frac{140,7}{N_a} \right)$$

$$= 1,44 \left(0,83 + \frac{140,7}{526} \right) = 1,60 \text{ m.}$$

$$P = D_a \left(1,37 - 0,00056 N_a \right)$$

$$= 1,44 \left(1,37 - 0,00056 \cdot 526 \right) = 1,55 \text{ m.}$$

$$Q = D_a \left(0,58 + \frac{22,6}{N_a} \right)$$

$$= 1,44 \left(0,58 + \frac{22,6}{526} \right) = 0,90 \text{ m.}$$

$$R = D_a \left(1,1 - \frac{0,0013}{N_s} \right)$$

$$= 1,44 \left(1,1 - \frac{0,0013}{526} \right) = 1,55 \text{ m.}$$

$$S = \frac{D_a \cdot N_s}{(-9,28 + 0,25 N_s)}$$

$$= \frac{1,44 \cdot 526}{(-9,28 + 0,25 \cdot 526)} = 6,20 \text{ m.}$$

$$T = D_a \left(1,50 + 0,00019 N_s \right)$$

$$= 1,44 \left(1,50 + 0,00019 \cdot 526 \right) = 2,30 \text{ m.}$$

$$U = D_a \left(0,51 - 0,0007 N_s \right)$$

$$= 1,44 \left(0,51 - 0,0007 \cdot 526 \right) = 0,20 \text{ m.}$$

$$V = D_a \left(1,10 + \frac{53,7}{N_s} \right)$$

$$= 1,44 \left(1,10 + \frac{53,7}{526} \right) = 1,70 \text{ m.}$$

$$Z = D_a \left(1,63 + \frac{33,8}{N_s} \right)$$

$$= 1,44 \left(1,63 + \frac{33,8}{526} \right) = 2,40 \text{ m.}$$

4. Diameter dan tinggi generator

A. Diameter Generator (Dg)

Diameter generator di tentukan oleh banyaknya kutub dan kapasitas generator dengan menggunakan rumus Doland sebagai berikut :

$$D_g = 0,119 P_n^{0,466} \cdot K^{0,293}$$

dimana :

Dg = diameter generator (m).

P = jumlah kutub = 20.

K = Kapasitas generator (KVA)

$$= P_t \cdot \eta_g \cdot \frac{1}{\cos \phi}$$

P_t = Out put turbin = 18.226,24 KW.

$\cos \phi$ = power faktor = 0,65.

η_g = efisiensi generator = 0,95.

maka :

$$K = 18226,24 \times 0,95 \times (1/0,65) = 28.100 \text{ KVA.}$$

$$D_g = 0,119 \times 20^{0,466} \times 28100^{0,233} = 5,23 \text{ m.}$$

B. Tinggi Generator (H_g)

Tinggi generator dihitung berdasarkan rumus

J.H. Walker sebagai berikut :

$$H_g = K' \cdot \left(\frac{D_g}{N_p} \right) + 2,30$$

dimana :

H_g = tinggi generator (m).

$K' = 5,5 - 12,57.$

D_g = diameter pemisah antara kutub dan stator.

$$D_g = \frac{N_p}{62} \left[\frac{32,5}{\sqrt{N_p}} + K \right]$$

N_p = jumlah kutub = 20.

$K = 5 - 9$

maka :

$$D_g = \frac{20}{62} \left[\frac{32,5}{\sqrt{20}} + 7 \right] = 4,60 \text{ m.}$$

$$H_g = 9 \cdot \left(\frac{4,60}{20} \right) + 2,30 = 4,37 \text{ m.}$$

B A B VIII

ANALISA EKONOMI

8.1. U M U M

Dalam studi pendahuluan PLTA Tanjung, selain menganalisa secara teknis dan berapa besar kapasitas yang dapat dibangkitkan perlu juga diadakan analisa ekonomi. Dengan adanya analisa ekonomi ini dapat dilihat apakah proyek yang kita studi memenuhi syarat untuk dibangun atau tidak. Untuk mengetahuinya harus dihitung jenis-jenis pekerjaan yang tiap-tiap jenisnya mempunyai harga-harga tersendiri.

Dalam analisa ekonomi pada studi ini diperlukan beberapa asumsi dalam penyelesaiannya, yaitu :

1. Lama pembangunan proyek diperkirakan selama 5 (lima) tahun terhitung mulai tahun 1992 sampai tahun 1997.
2. Tingkat suku bunga (interest rate) diambil sebesar 12 % .
3. Umur bangunan diperkirakan selama 50 tahun, sesuai dengan perkiraan secara teknis.
4. Biaya tak terduga diperkirakan sebesar 5 % dari biaya dasar.
5. Tahap pembayaran proyek dilakukan dalam 5 tahap pembayaran yaitu :
 - Pembayaran I sebesar 7,5 %
 - Pembayaran II sebesar 15 %
 - Pembayaran III sebesar 30 %

- Pembayaran IV sebesar 35 %

- Pembayaran V sebesar 12,5 %

6. Perhitungan benefit cost ratio (BCR) didasarkan pada nilai uang 1 US \$ yg sebanding dengan Rp 1998.

Perhitungan harga konstruksinya dipakai perkiraan harga yang telah dibuat oleh team HPPS yang didasarkan pada biaya pembangunan PLTA yang pernah dibangun di Indonesia.

8.2. PERHITUNGAN BIAYA PEMBANGUNAN

Pembiayaan pembangunan ada 2 (dua) macam yaitu biaya awal/modal dan biaya tahunan yang digunakan untuk pengoperasian dan perawatan. Biaya awal terdiri atas biaya langsung untuk pembangunan dari pada proyek dan biaya tak langsung seperti biaya tak terduga dan biaya perekayasaan.

8.2.1. Biaya Langsung untuk Pembangunan

Biaya pembangunan dalam studi ini diperkirakan dengan rumus-rumus yang dibuat oleh team Hidro Power Potensial Studi (HPPS), dimana rumus-rumus tersebut didapat dari pengalaman-pengalamannya dalam membangun proyek-proyek PLTA di Indonesia.

1. Biaya Bendungan

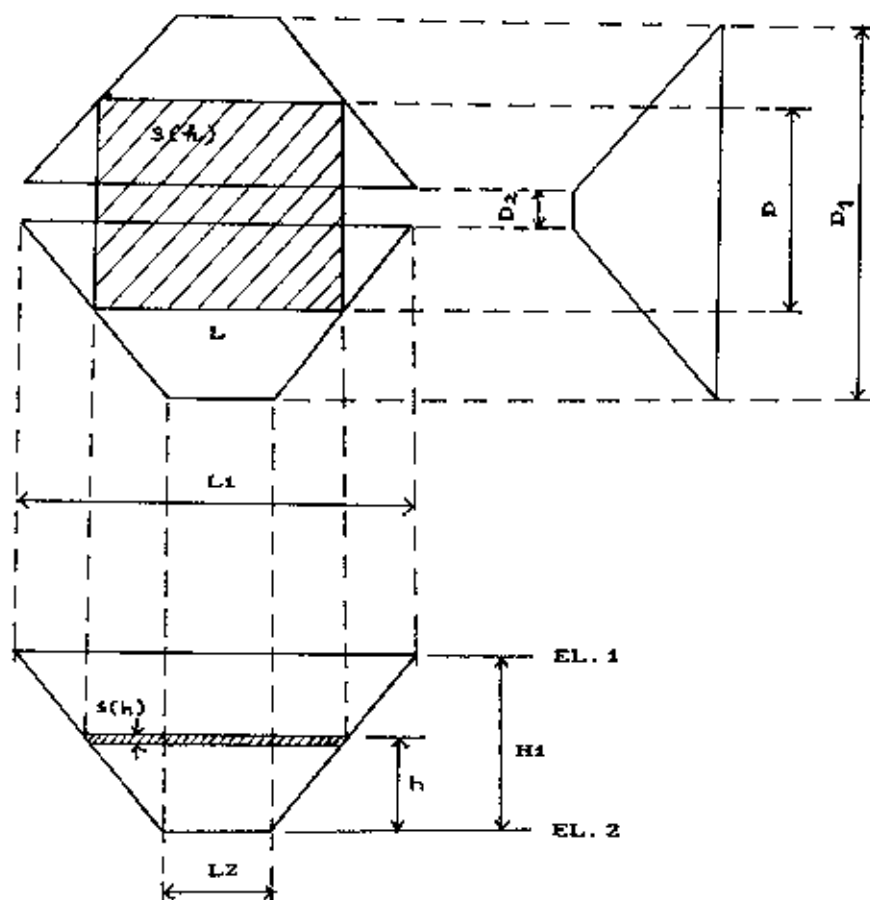
$$CDM = 100 \times VD^{0,9} \longrightarrow \text{grafik 8.1}$$

dimana :

CDM = biaya konstruksi bendungan (US \$)

VD = volume urugan (m³)

→ Perhitungan Volume Bendungan (VD)



dimana :

D_2 = panjang tubuh bendungan (m)

D_1 = lebar dasar sungai (m)

D = panjang tubuh bendungan yang ditinjau (m)

L_1 = lebar tubuh bendungan (m)

L_2 = lebar mercu bendungan (m)

L = lebar tubuh bendungan yang ditinjau (m)

H_1 = tinggi bendungan (m)

h = tinggi bendungan yang ditinjau (m)

$$\text{Bidang } S(h) = L \times D$$

$$L = L_1 \times \frac{h}{H_1} + L_2 \times \frac{H_1 - h}{H_1}$$

$$D = D_1 \times \frac{h}{H_1} + D_2 \times \frac{H_1 - h}{H_1}$$

$$L_1 = L_2 + (m + n) H_1$$

Volume bendungan dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$VD = \int_0^{H_1} S(h) dh$$

jika diketahui :

- panjang bendungan (D_2) = 1300 m
- lebar mercu bendungan (L_2) = 10 m
- lebar dasar sungai (D_1) = 32 m
- kemiringan lereng up stream = 1 : 3,5
- kemiringan lereng down stream = 1 : 2,5

maka :

$$L_1 = 10 + (3,5 + 2,5) 42,12 = 262,72 \text{ m.}$$

$$V = (2 L_1 D_1 + L_2 D_1 + L_1 D_2 + 2 L_2 D_2) \times H_1 / 6$$

$$V = (2.262,72.32) + (10.32) + (262,72.1300) + (2.10.1300) \times \frac{42,12}{6} = 2.700.384 \text{ m}^3.$$

Dengan cara yang sama untuk perhitungan cofferdam adalah sebagai berikut :

⇒ Cofferdam Pada Sungai Cidurian

diketahui :

- panjang cofferdam (D_2) = 315 m
- lebar mercu bendungan (L_2) = 5,85 m
- lebar dasar sungai (D_1) = 32 m

3. Biaya Intake

$$A = (H_a + D)^{1/2} \times Q_p^{1/2} \times N^{1/3}$$

dimana :

H_a = tinggi permukaan operasi waduk (FSL - MOL)

$$H_a = 58,12 - 53,88 = 4,24 \text{ m}$$

$$D = \text{diameter intake} = 5,40 \text{ m}$$

$$Q_p = \text{debit operasi PLTA} = 69,984 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$N = \text{jumlah pipa head race tunnel} = 1 \text{ buah}$$

maka :

$$A = (4,24 + 5,400)^{1/2} \times 69,984^{1/2} \times 1^{1/3} = 21,974$$

$$\longrightarrow \text{dari grafik 8.2, biaya intake} = \text{US \$ } 1,18.10^6$$

4. Biaya Head Race Tunnel

$$U_{\text{CHT}} = 810 \times \text{DIAT}^{1,43} \longrightarrow \text{grafik 8.3}$$

dimana :

$$U_{\text{CHT}} = \text{biaya head race tunnel per meter panjang (US \$)}$$

$$\text{DIAT} = \text{diameter head race tunnel} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang head race tunnel} = 430 \text{ m}$$

maka :

$$U_{\text{CHT}} = 810 \times 5^{1,43} \times 430 = \text{US \$ } 3,479.10^6$$

5. Biaya Surge Tank

$$A = Q_t \times (H_a + L_r)^{1/4}$$

dimana :

$$Q_t = \text{debit operasi PLTA} = 69,984 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$H_a = \text{tinggi permukaan operasi waduk} = 4,24 \text{ m}$$

$$L_r = \text{panjang head race tunnel} = 430 \text{ m}$$

maka :

$$A = 69,984 \times (4,24 + 430)^{1/4} = 319,47$$

$$\longrightarrow \text{dari grafik 8.4, biaya surge tank} = \text{US \$ } 1,05.10^6$$

6. Biaya Penstock

$$CPS = CM + CPSz$$

$$CM = 790 \times DiAT^{1,66} \longrightarrow \text{grafik 8.5}$$

dimana :

CPS = biaya total penstock (US \$)

CM = biaya pipa beton penstock /m panjang (US \$)

panjang penstock = 120 m

DiAT= diameter dalam penstock = 4,40 m

CPSz= biaya pipa baja penstock (US \$) \longrightarrow grafik 8.6

maka :

$$CM = 790 \times 4,40^{1,66} \times 120 = \text{US \$ } 1,109.10^6$$

CPSz= fungsi dari berat pipa baja penstock.

berat jenis baja = 7,65 t/m³

tebal baja penstock = 10 mm = 1,0 cm

$$\begin{aligned} \text{Volume baja} &= [(1/4 \cdot \pi \cdot 4,410^2) - (1/4 \cdot \pi \cdot 4,40^2)] \cdot 120 \\ &= 8,303 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$\text{berat baja} = 7,65 \text{ t/m}^3 \times 8,303 \text{ m}^3 = 63,52 \text{ ton.}$$

$$\longrightarrow \text{grafik 8.6, biaya pipa baja} = \text{US \$ } 0,212.10^6$$

$$\begin{aligned} \text{jadi biaya penstock total} &= \text{US \$ } 10^6 (1,109 + 0,212) \\ &= \text{US \$ } 1,321.10^6 \end{aligned}$$

7. Biaya Power House

$$CHP = CHP_1 + CHP_2 \longrightarrow \text{grafik 8.7}$$

$$CHP_1 = 4,6 \cdot 10^3 \left(\frac{P}{H_{eff}^{0,5}} \right)^{0,70}$$

$$CHP_2 = 3,7 \cdot 10^3 \left(Q_p \cdot H_{eff}^{2/3} \cdot N^{1/2} \right)^{0,95}$$

dimana :

CHP = biaya total power house termasuk sub structure

CHP₁ = biaya untuk gedung power house (US \$)

CHP₂ = biaya untuk sub structure (US \$)

P = daya maksimum = 19,23 . 10³ KW

H_{eff} = tinggi jatuh efektif = 32,980 m

Q_p = debit pembangkit PLTA = 69,984 m³/det

N = jumlah unit pembangkit = 2 buah

maka :

$$CHP_1 = 4,6 \cdot 10^3 \left(\frac{19,23 \cdot 10^3}{32,980^{0,5}} \right)^{0,70} = \text{US \$ } 1,349 \cdot 10^6$$

$$CHP_2 = 3,7 \cdot 10^3 \left(69,984 \cdot 32,980^{2/3} \cdot 2^{1/2} \right)^{0,95} \\ = \text{US \$ } 2,663 \cdot 10^6$$

$$CHP = \text{US \$ } 10^6 (1,349 + 2,663) = \text{US \$ } 4,012 \cdot 10^6$$

8. Biaya Power Equipment

$$CPE = 5,9 \cdot 10^3 \left(\frac{P}{H_{eff}^{0,5}} \right)^{0,90} \longrightarrow \text{grafik 8.8}$$

dimana :

CPE = power equipment cost (US \$)

P = daya maksimum = 19,23 . 10³ KW

H_{eff} = tinggi jatuh efektif = 32,980 m

maka :

$$CPE = 5,9 \cdot 10^3 \left(\frac{19,23 \cdot 10^3}{32,980^{0,5}} \right)^{0,90} = \text{US \$ } 8,77 \cdot 10^6$$

9. Biaya Jaringan Transmisi

$$CTR = TL \times FC \times 13 \cdot 10^3$$

dimana :

CTR = biaya jaringan transmisi (US \$)

TL = panjang jaringan transmisi = 12,5 km

FC = compensation koefisien index = 0,5

maka :

$$CTR = 12,5 \times 0,5 \times 13.10^3 = \text{US \$ } 0,081.10^6$$

10. Biaya Pembebasan Tanah

$$CLR = RA \times UPHA$$

dimana :

CLR = biaya pembebasan tanah (US \$)

RA = reservoir area = 2250 ha

UPHA = unit price/ha = US \$ 5000 / ha

maka :

$$CLR = 2250 \times 5000 = \text{US \$ } 11,250.10^6$$

11. Biaya Diversion Tunnel

Pada bagian inlet dan outlet diversion tunnel yaitu masing-masing sepanjang 30 meter, konstruksinya dibuat dari bahan beton bertulang. Sedangkan bagian yang lain konstruksinya tetap seperti kondisi setempat, hanya pada bagian tertentu saja diadakan perbaikan struktur batuan, sehingga dalam memperkirakan biaya konstruksinya dianggap sama dengan memperkirakan biaya konstruksi head race tunnel dikalikan 25 % .

$$U_{CHT} = 0,25 \times 810 \times DIAT^{1,49} \longrightarrow \text{grafik 8.3}$$

dimana :

U_{CHT} = biaya diversion tunnel per meter panjang (US \$)

DIAT = diameter diversion tunnel = 8 m

Panjang diversion tunnel = 730 m

maka :

$$U_{CHT} = 0,25 \times 810 \times 8^{1,49} \times 730 = \text{US \$ } 2,891.10^6$$

13. Biaya Spillway

$$CWR = 1200 \times V_{cv}^{0,95}$$

dimana :

$$V_{cv} = \text{volume beton total (m}^3 \text{)}$$

$$V_{cv} = V_m + V_l + V_r$$

$$V_m = \text{volume beton pada mercu (m}^3 \text{)}$$

$$V_l = \text{volume beton pada lantai (m}^3 \text{)}$$

$$V_r = \text{volume beton pada retaining wall (m}^3 \text{)}$$

* Perhitungan volume beton (lihat gambar mercu & potongan)

$$\begin{aligned} V_m &= [(0,5.7,85.7,85) - (0,5.(2,99+0,75).8,24) + \\ &\quad (0,5.2,99.1,61) + (1,61.0,75)] \times 70 \\ &= 1.592 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_l &= (1,5.4.70) + (0,5.(70+20).52).1,5 + ((125+28).20.1) \\ &= 5.820 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_r &= [(0,5(1+1,5).2,00) + (1,5.4).2.52] + [(0,5(1+1,5) \times \\ &\quad 1,85) + (1,5.4)].2.110] + [(0,5(1+2).6,85) + (1,5.4). \\ &\quad 2.43] + [(9.9,25) + (3.4) + (0,5.3.5,75)] \times 1,5 \times 2] \\ &= 3.727 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

maka :

$$V_{cv} = 1592 + 5820 + 3727 = 11.139 \text{ m}^3.$$

Jadi biaya spillway adalah :

$$C_{WR} = 1.200 \times 11139^{0,95} = \text{US \$ } 8,388.10^6$$

Dari perhitungan untuk masing-masing biaya pembangunan tersebut diatas, kemudian dibuat tabelnya seperti tabel 8.1 berikut.

Tabel : 0.1

REKAPITULASI BIAYA PEMBANGUNAN

| NO. | JENIS PEKERJAAN | BIAYA US \$ x 10 ⁶ |
|-----|---|-------------------------------|
| 1. | Bendungan | 61,416 |
| 2. | Cofferdam | 4,468 |
| 3. | I n t a k e | 1,180 |
| 4. | Head Race Tunnel | 3,478 |
| 5. | Surge Tank | 1,050 |
| 6. | Penstock | 1,321 |
| 7. | Power House | 4,012 |
| 8. | Power Equipment | 8,770 |
| 9. | Jaringan Transmisi | 0,081 |
| 10. | Pembebasan Tanah | 11,250 |
| 11. | Diversion Tunnel | 2,891 |
| 12. | Diversion Channel | 0,508 |
| 13. | S p i l l w a y | 8,388 |
| | Total biaya langsung = (US \$ x 10 ⁶) | 108,815 |

8.2.2. Biaya Tak Langsung

Biaya tak langsung terdiri dari :

1. Biaya tak terduga, yang dimaksudkan untuk menyediakan persiapan biaya yang mungkin membengkak atau bertambah tetapi belum diketahui pada saat awal pembangunan dan biasanya diambil 5 % dari biaya langsung yaitu = 5 % x US \$ 108,815.10⁶ = US \$ 5,440.10⁶.

2. Biaya perekayasaan, yang dimaksudkan yaitu untuk survey lapangan, pembuatan laporan, jasa konsultan serta pengawasan teknik dan biasanya diambil 6 % dari biaya pembangunan + Biaya tak terduga yaitu = 6 % x US \$ 10⁶ (108,815 + 5,440) = US \$ 6,855.10⁶.

$$\begin{aligned} * \text{ Total Biaya Tak Langsung} &= \text{US \$ } 10^6 (5,440 + 6,855) \\ &= \text{US \$ } 12,295.10^6. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{ Biaya Awal/Modal} &= \text{biaya langsung} + \text{biaya tak langsung} \\ &= \text{US \$ } 10^6 (108,815 + 12,295) \\ &= \text{US \$ } 121,110.10^6. \end{aligned}$$

8.3. BIAYA OPERASI DAN PERAWATAN

Biaya operasi dan perawatan adalah biaya tahunan yang harus dikeluarkan pada suatu proyek untuk operasional karyawan dan perbaikan-perbaikan peralatan.

Perkiraan biaya O/M = 3 % x biaya awal (modal)

$$= 3 \% \times \text{US } \$ 121,110.10^6$$

$$= \text{US } \$ 3,633.10^6.$$

8.4. PERHITUNGAN NILAI JUAL PLTA

Dengan dibangunnya proyek PLTA Tanjung ini maka akan diperoleh dua (2) macam nilai jual (keuntungan), yaitu :

- Daya terpasang
- Energi listrik

Untuk memperkirakan keuntungan dari hasil jual tenaga listrik (daya terpasang dan energi listrik) perlu dicari nilai jual dari pembangkit listrik tenaga lain. Dalam studi pendahuluan ini dipilih alternatif pembangkitan gas turbin (PLTU Gresik) dengan pertimbangan bahwa :

- Biaya pembangunan dari PLTU dibanding dengan besarnya kapasitas yang dibangkitkan adalah relatif hampir sama.
- Biaya operasi dari PLTU yang tergantung dari harga bahan bakar adalah juga sama karena harga bahan bakar tersebut sudah ditetapkan harganya oleh pemerintah.

PLTU Gresik tersebut mempunyai karakteristik sebagai berikut:

- Kapasitas terpasang = 100 MW
- Umur ekonomis = 20 tahun
- Bahan bakar = residu

PLTU Gresik dibangun pada tahun 1978. Biaya konstruksinya dihitung pada tingkat harga tahun 1976 dimana US \$ 1 = Rp. 415,-. Dari buku Feasibility Report on Sengguruh Hydro Power Development Project didapat biaya konstruksi pembangunan PLTU Gresik pada tingkat harga tahun 1978, dimana biaya tersebut diperhitungkan untuk escalation rate sebesar 30% selama jangka waktu 2 tahun dari tahun 1976 sampai 1978 dengan anggapan bahwa tahun 1978 sebagai awal pembangunannya. Besarnya biaya konstruksi selama pembangunan PLTU Gresik dapat dilihat pada tabel berikut.

BIAYA PEMBANGUNAN PLTU GRESIK
UNTUK TINGKAT TAHUN 1978

Tabel : 8.2

| Tahun Pembangunan ke | Pengeluaran Tahunan (US \$) | Interest Rate 12% $\frac{1}{(1+i)^n}$ |
|----------------------------|-------------------------------------|--|
| 1 | 26.117.647 | 23.310.000 |
| 2 | 29.781.414 | 23.441.000 |
| 3 | 62.032.308 | 44.166.000 |
| 4 | 12.547.109 | 7.971.000 |
| 5 | 338.271 | 191.000 |
| Present Worth Total | 130.814.748 | 89.078.000 |
| Unit Cost (US\$ /kw) | 1.308,15 | 880,79 |

Sumber : Feasibility Report on sengguruh Hydro Power Development Project.

Untuk studi PLTA Tanjung ini, biaya konstruksi dihitung pada tingkat harga tahun 1982 dimana harga penjualan listrik PLTU Gresik dihitung pada tingkat harga tahun itu

juga. karenanya biaya pembangunan PLTU Gresik dibawah ke tingkat harga tahun 1992 dengan escalation rate ditaksir sebesar 18% per tahun. Biaya konstruksi PLTU Gresik untuk tingkat harga tahun 1992 dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel : 8.3 **BIAYA PEMBANGUNAN PLTU GRESIK
UNTUK TINGKAT HARGA TAHUN 1992**

| Tahun Pembayaran ke | Pengeluaran Tahunan (US \$) | Discount 1 $\frac{1}{(1+i)^n}$ | Interest Rate 12 % |
|---------------------------|------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------|
| 1. | 208.615.175 | 0,8925 | 186.189.044 |
| 2. | 237.879.580 | 0,7872 | 187.258.805 |
| 3. | 495.484.176 | 0,7118 | 352.685.636 |
| 4. | 100.220.258 | 0,6355 | 63.689.974 |
| 5. | 2.685.970 | 0,5674 | 1.524.020 |
| Total Pre- sent Worth | 1.044.885.160 | | 791.347.479 |
| Unit Cost (US \$/kw) | 10.448,85 | | 7.913.47 |

Karena harga tersebut diatas merupakan harga penjualan listrik PLTU maka agar dapat dipakai untuk PLTA perlu diadakan penyesuaian. Untuk itu perlu diasumsi sebagai berikut :

Tabel : 8.4 **ASUMSI-ASUMSI ANTARA PLTA DAN PLTU**

| No. | Faktor Kehilangan | Prosentase | |
|-----|--------------------------------|------------|------|
| | | PLTU | PLTA |
| 1 | Kehilangan pada stasiun primer | 4 | 2 |
| 2 | Tenaga yang keluar | 0,5 | 5 |
| 3 | Perbaikan | 2 | 15 |
| 4 | Penggunaan pada alat pembantu | 0,4 | 16 |

Sumber : Feasibility Report on Sengguruh Hidro Power Development Project

Faktor penyesuaian kapasitas :

$$= \frac{(1-0,04)(1-0,005)(1-0,02)(1-0,004)}{(1-0,02)(1-0,050)(1-0,15)(1-0,160)}$$

$$= 1,403$$

Tabel : B.3

| No | Faktor kehilangan | PLTA | PLTU |
|----|--------------------------------|------|------|
| 1 | Kehilangan pada stasiun primer | 4 % | 2 % |
| 2 | Auxiliary Power | 2 % | 16 % |

Faktor penyesuaian energi :

$$= \frac{(1-0,04)(1-0,004)}{(1-0,02)(1-0,160)}$$

$$= 1,162$$

Perkiraan harga kapasitas PLTU Gresik pada tingkat harga tahun 1992 dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel : B.4
HARGA KAPASITAS PLTU GRESIK
PADA TINGKAT HARGA TAHUN 1992

| No. | U R A I A N | Interest Rate 12% |
|-----------------|---|-------------------|
| 1 | Biaya Pembangunan per KW pada tahun 1992 | 7.913,47 |
| 2 | Biaya Tahunan : ----- Capital Recovery Factor (CFR) $= \frac{(1+0,12)^{20} \cdot 0,12}{(1+0,12)^{20} - 1}$ | 0,13388 |
| 3 | Biaya Total | 1.059,455 |
| 4 | Biaya O & M dianggap 5% | 52,973 |
| 5 | Faktor Penyesuaian | 1,403 |
| Harga kapasitas | | 1560,74/KW |

Perhitungan harga energi PLTU Gresik sebagai berikut :
 PLTU mempunyai kapasitas terpasang 100 MW dengan plant factor 0,70.

* Produksi energy tahunan (E_0) :

$$E_0 = 0,70 \times 100.000 \times 365 \times 24 \\ = 613,2 \cdot 10^6 \text{ kwh.}$$

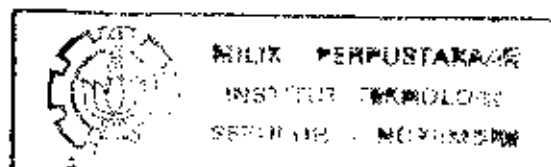
* Energi tahunan yang tersedia :

$$= (100 - 7) \% \times 613,20 \cdot 10^6 \\ = 570,28 \cdot 10^6 \text{ KWH.}$$

PLTU Gresik menggunakan residu, diperkirakan tiap tahunnya menggunakan bahan bakar residu sebanyak 186.000 kiloliter per tahun. Harga bahan bakar ditaksir sebesar Rp. 300,- per liter. Selanjutnya dihitung harga energi sebagai perbandingan antara bahan bakar selama satu tahun dengan energi tahunan.

$$\text{Harga satuan Energi} = \frac{186 \cdot 10^6 \times \text{Rp } 300}{570,28 \cdot 10^6} \times 1,162 \\ = \text{Rp. } 101,47,- / \text{kwh.} \\ = \text{US \$ } 0,051 / \text{kwh.}$$

Setelah harga kapasitas dan harga energi dari PLTU Gresik sebagai pembanding kemudian dihitung keuntungan penjualan listrik PLTA Tanjung.



PERHITUNGAN KEUNTUNGAN KOTOR
DARI PENJUALAN PLTA TANJUNG

Tabel : 8.7

| No. | U R A I A N | Satuan | Interest Rate 12% |
|-------------------|--------------------------|----------|--------------------------|
| 1 | Keuntungan kapasitas | | |
| | - Kapasitas terpasang | kw | 19.230,00 |
| | - Harga kapasitas | US\$/kw | 1.560,74 |
| | Keuntungan tahunan | US \$ | 30.013.000,00 |
| 2 | Keuntungan energy | | |
| | - Energi yang dihasilkan | kwh | 35.090.000,00 |
| | - Harga Energi | US\$/kwh | 0,051 |
| | Keuntungan Tahunan | US \$ | 1.790.000,00 |
| Jumlah Keuntungan | | US \$ | 31,803 . 10 ⁶ |

Dari perhitungan kedua nilai jual diatas kemudian dihitung nilai jual bersihnya seperti tabel 8.8 berikut.

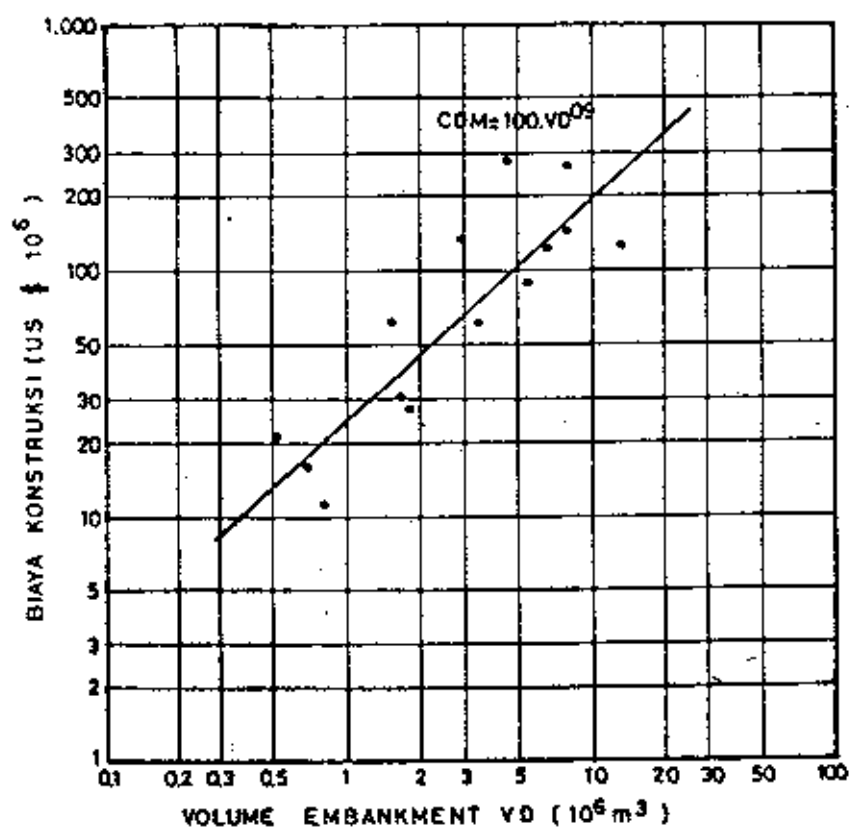
Tabel : 8.8 PERHITUNGAN NILAI JUAL BERSIH SELAMA UMUR PROYEK

| URAIAN | Annuity | CAF n = 50 i = 12% | PV Th. 2047 | PWF n = 55 i = 12 % | PV tahun 1992 |
|--|---------|--------------------------|----------------|---------------------------|---------------------|
| * Keuntungan (US \$ 10 ⁶) | | | | | |
| 1. Kapasitas | 30,013 | | | | |
| 2. Energi | 1,790 | | | | |
| * Biaya O / M (US \$ 10 ⁶) | 3,633 | | | | |
| * Keuntungan bersih (US \$ 10 ⁶) | 28,170 | 2400,02 | 67608,563 | 0,001963 | 132,72 |

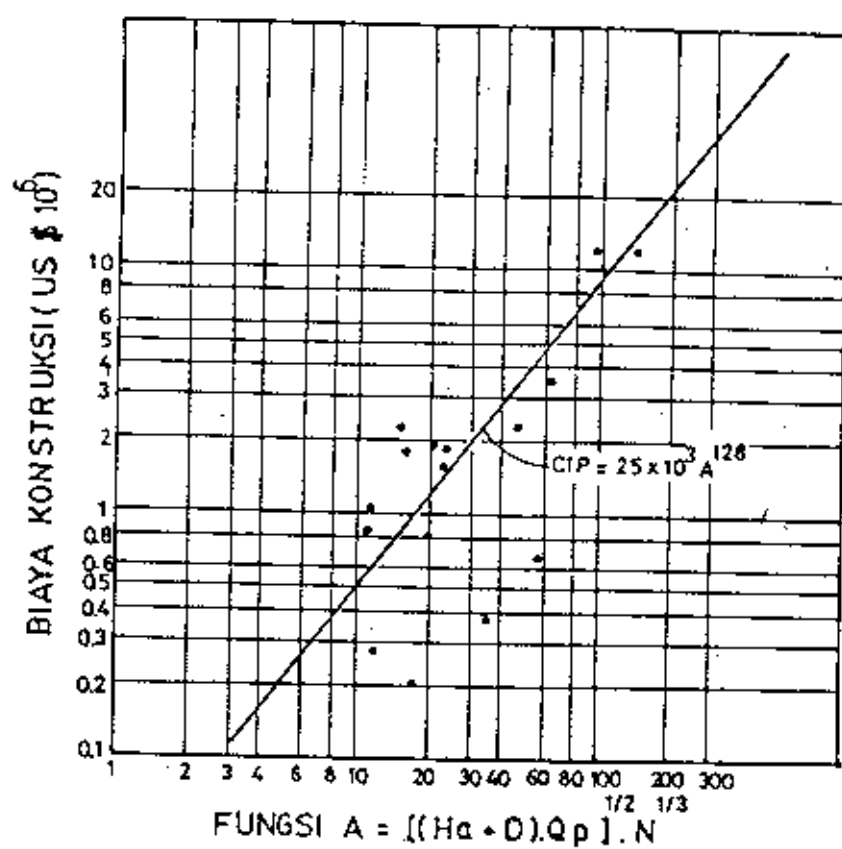
Catatan :

$$\text{CAF (Compound Amount Factor)} = \frac{(1 + i)^n - 1}{i}$$

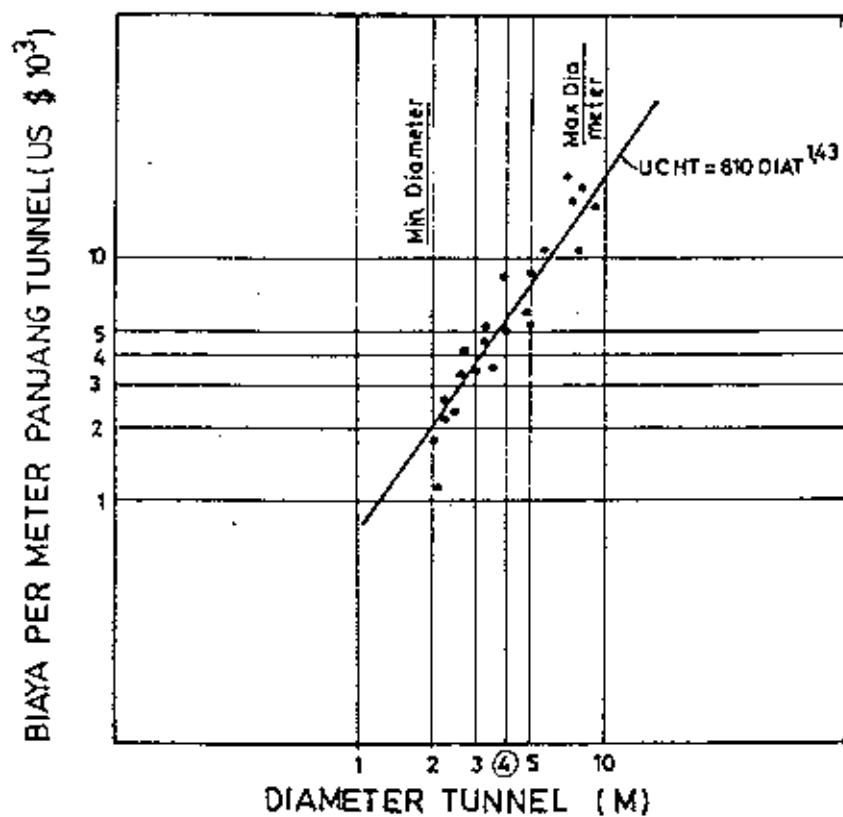
$$\text{PWF (Present Worth Factor)} = \frac{1}{(1 + i)^n}$$



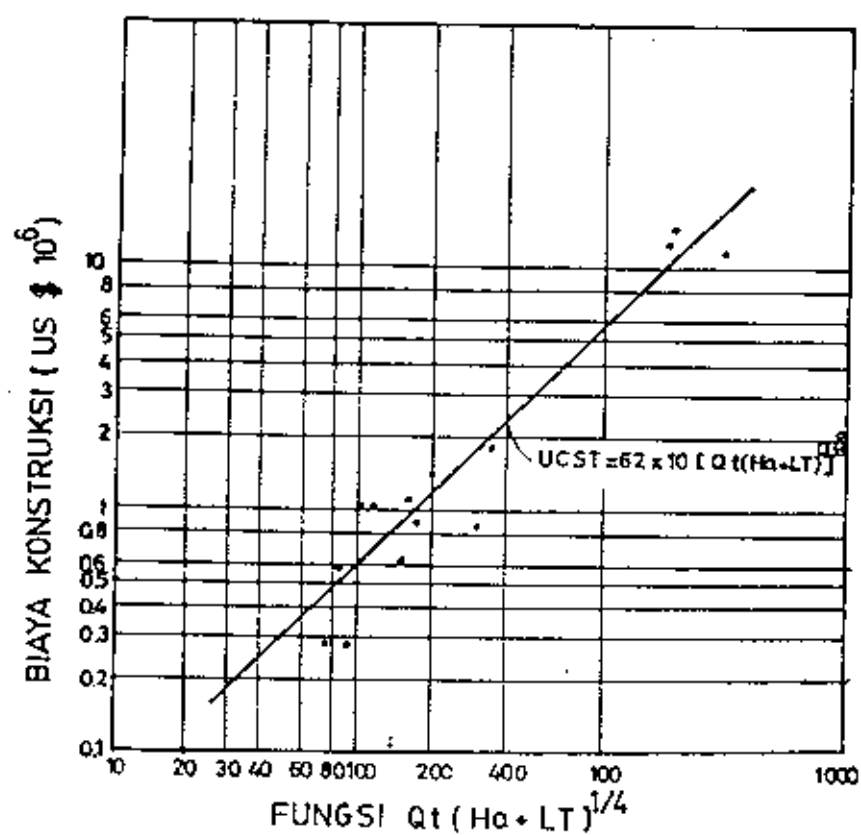
GAMBAR : 8.1. Grafik perkiraan biaya Bendungan Urugan



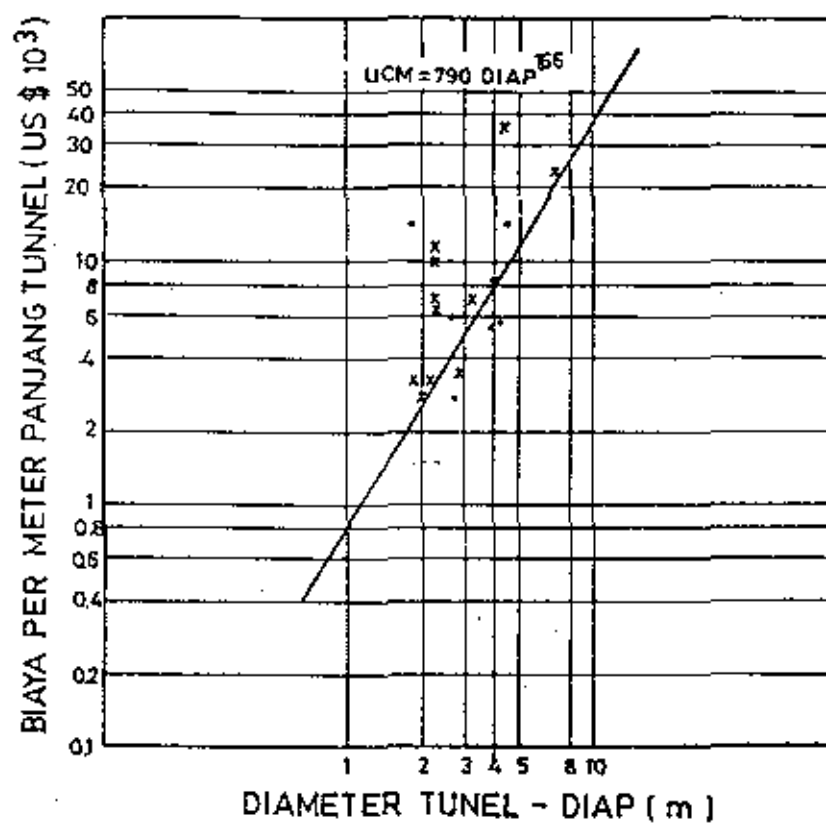
GAMBAR : 8.2. Grafik perkiraan biaya Intake



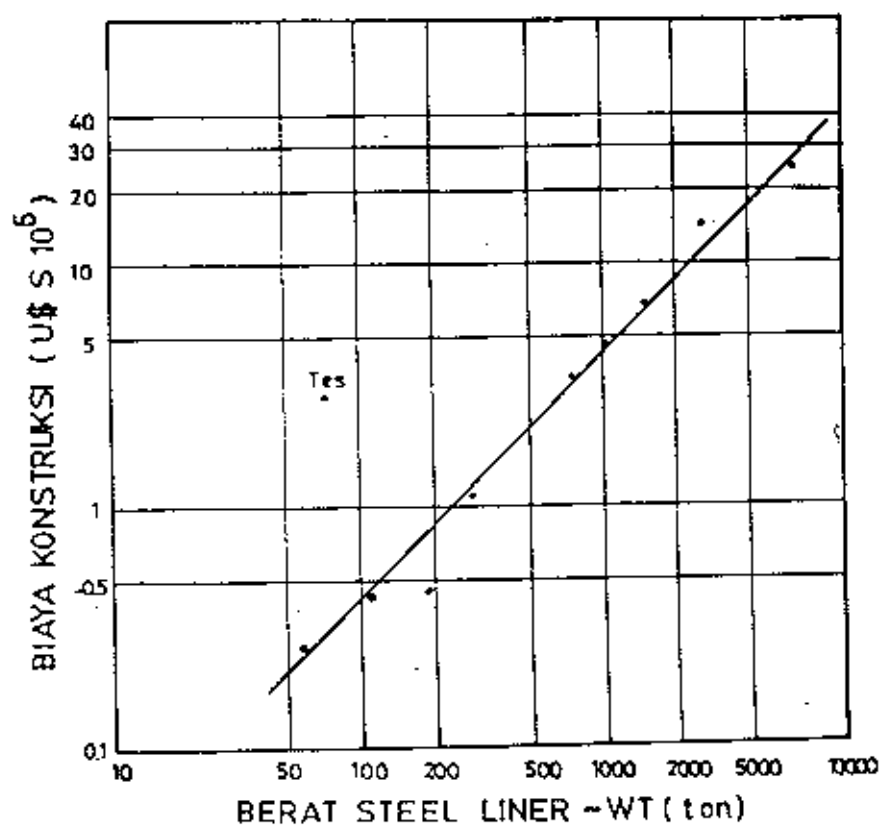
GAMBAR : 8.3. Grafik perkiraan biaya Head Race Tunnel



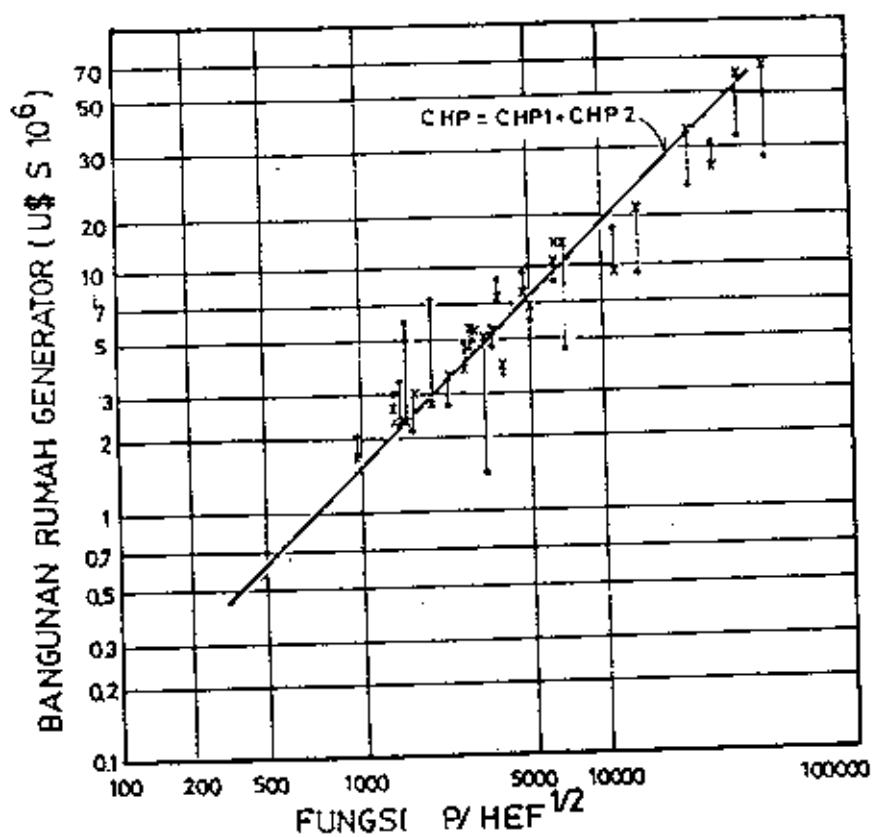
GAMBAR : 8.4. Grafik perkiraan biaya Surge Tank



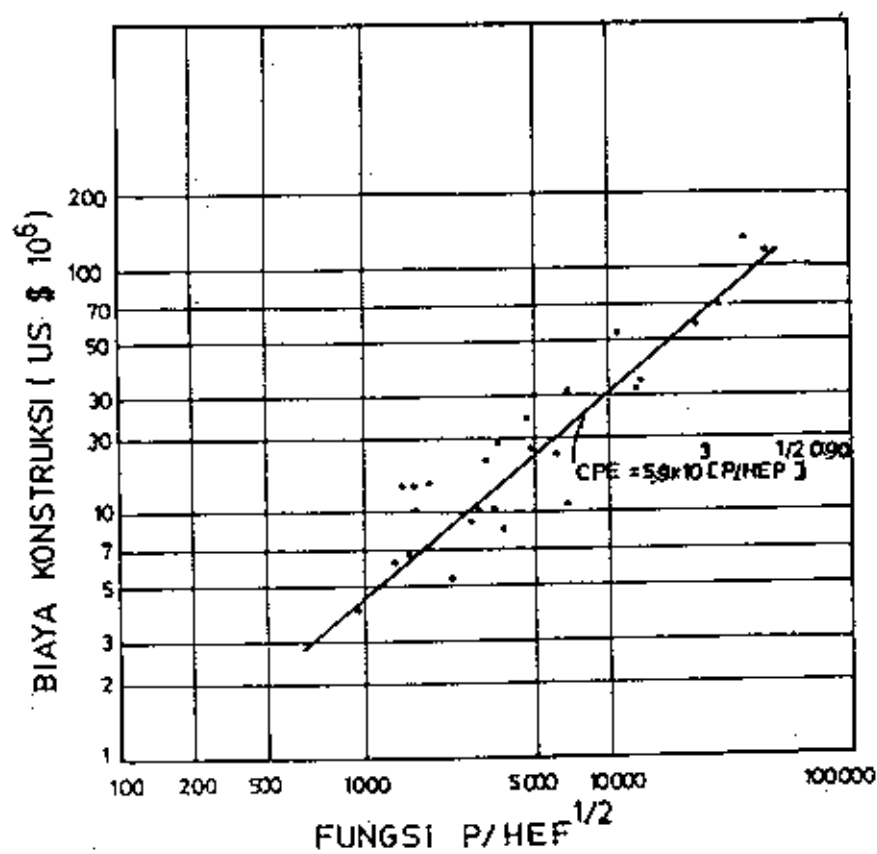
GAMBAR : 8.5. Grafik perkiraan biaya pipa beton Penstock



GAMBAR : 8.6. Grafik perkiraan biaya pipa baja Penstock



GAMBAR : 8.7. Grafik perkiraan biaya Power House



GAMBAR : 8.8. Grafik perkiraan biaya Power Equipment

B A B IX

TINJAUAN DAMPAK LINGKUNGAN

9.1. TINJAUAN UMUM

Sejak Pelita I (satu) sampai dengan saat ini pembangunan di Indonesia mengalami pertumbuhan yang sangat pesat dan ini menumbuhkan pula kehidupan kita sehari-hari menjadi lebih makmur dari sebelumnya. Tetapi akibat pembangunan ini pulalah yang mengakibatkan polusi, baik itu polusi udara, air, suara dan lain-lain yang dapat merusak lingkungan alam sekitarnya.

Untuk mencegah hal tersebut diatas maka pemerintah mengeluarkan suatu kebijaksanaan yang mengatur tentang adanya dampak pembangunan terhadap suatu lingkungan, karena hampir tak mungkin mengadakan pembangunan proyek tanpa merubah keadaan lingkungan sebelumnya.

Didalam suatu proses pembangunan, akan terjadi interaksi antara ilmu, teknologi dan lingkungan hidup dalam ruang lingkup yang lebih luas. Untuk usaha pemanfaatan sumber daya alam harus memperhatikan fungsi pengelolaan lingkungan hidup agar dapat tumbuh dan berkembang secara serasi dan seimbang. Bila kita membicarakan lingkungan hidup, berarti juga membicarakan tentang kualitas lingkungan yang akan berdampak pada kualitas hidup manusia, yaitu suatu hubungan interaksi manusia terhadap lingkungannya dengan melihat dari segala segi permasalahan dan pandangan manusia itu sendiri.

Dengan dibangunnya bendungan Tanjung dalam kerangka

dampak lingkungan akan timbul secara nyata, dimana akan terjadi perubahan kondisi lingkungan awal, baik yang bersifat positif maupun yang bersifat negatif.

Analisa dampak lingkungan (ANDAL) memerlukan suatu pendekatan yang sistimatis, mudah ditelaah oleh banyak kelompok dan bersifat interdisipliner. Sistimatis mengandung arti, secara teratur semua pertimbangan dan penelaahan telah dilakukan untuk semua kemungkinan dampak lingkungan yang disebabkan oleh tindakan manusia.

Untuk mengadakan penaksiran dampak lingkungan, secara garis besar kegiatan-kegiatan yang harus dikerjakan adalah :

- Mengumpulkan data-data yang tujuannya ialah untuk menguraikan kondisi lingkungan sebelum suatu tindakan manusia dilakukan.
- Kemudian ditelaah dan diramalkan perubahan apa yang akan terjadi pada lingkungan tersebut karena pelaksanaan dari pekerjaan pembangunan semacam itu. Ramalan dibuat dengan menggunakan bermacam-macam sarana untuk menyusun berbagai kalkulasi-kalkulasi, membuat pertimbangan dengan data-data informasi yang ada. Dari sini dapatlah diberikan berbagai alternatif bila tindakan tersebut dilaksanakan.
- Setelah alternatif dan peramalan dampak lingkungan dianalisis, maka baru disusunlah pernyataan dampak lingkungan.
- Pernyataan dampak lingkungan selesai disusun, maka laporan itu diserahkan kepada instansi berwenang yang akan menilainya, untuk kemudian diserahkan pada pembuat keputusan sebagai bahan pertimbangan.

Mengingat begitu banyaknya kegiatan-kegiatan yang harus dilakukan dalam menganalisa dampak lingkungan, serta pekerjaan yang akan dilaksanakan adalah pembangunan PLTA dengan skala besar, maka harus diadakan studi tersendiri mengenai dampak lingkungan.

Pada studi pendahuluan ini hanya dikemukakan penaksiran kemungkinan dampak lingkungan secara umum, studi analisa yang lebih terperinci perlu dibahas pada tahap feasibility study.

9.2. TINJAUAN KHUSUS

Sesuai dengan batasan tinjauan masalah pada studi pendahuluan ini maka pada tinjauan khusus ini diberikan gambaran kemungkinan dampak lingkungan yang disesuaikan dengan data-data yang ada pada saat studi ini. Tindakan yang akan dilakukan adalah pembangunan PLTA di daerah Tanjung yang kira-kira mempunyai hubungan antara lain :

9.2.1. Hubungan Proyek dengan Sumber Daya Alam

Proyek PLTA Tanjung memakai sumber air sebagai sumber tenaga yang dapat dirubah menjadi tenaga listrik. Sesuai dengan data debit rata-rata bulanan dari stasiun Tanjung yang kemudian dianalisa, maka didapatkan debit andalan (debit yang diharapkan selalu tersedia sepanjang tahun) sebesar $14,58 \text{ m}^3/\text{detik}$.

9.2.2. Hubungan Proyek dengan Daerah Genangan

Dari perhitungan di depan didapatkan elevasi puncak bendungan setinggi + 82,12 m dan muka air banjir (FWL) =

+ 59,62 m. Dengan mengeplotkan FWL tersebut pada lengkung kapasitas waduk (gambar : 5.1) didapatkan luas daerah genangan sebesar 22,50 km².

Dari data yang diperoleh, maka daerah yang kemungkinan akan tergenang sebagian ada rumah penduduk, lahan pertanian yaitu padi dan tanaman pangan lainnya serta daerah hutan. Kepadatan penduduk di daerah genangan kurang lebih 763 jiwa tiap km² dengan laju pertumbuhan penduduk $\pm 2\%$ setahun. Jadi jumlah penduduk yang harus dipindahkan dan dimukimkan kembali tidak kurang dari 17.165 jiwa atau ± 2.861 kepala keluarga.

Salah satu tindakan penanggulangan yang mungkin dapat dilakukan adalah mengadakan transmigrasi bagi penduduk yang pemukiman dan sawah ladangnya terkena genangan waduk. Tetapi yang perlu diperhatikan adalah bahwa pemukiman yang baru tersebut harus sudah dipersiapkan dan ditelaah oleh para ahli yang mempunyai kualifikasi. Penduduk yang dipindahkan karena adanya proyek ini harus sudah diberi penerangan dan penjelasan mengenai lingkungan hidup barunya. Penduduk tersebut perlu diberi ketrampilan dan pengetahuan teknis baru agar mereka berhasil dalam proses adaptasinya. Proyek juga harus menyediakan upaya pendidikan dan latihan untuk mereka. Dan yang paling penting adalah kondisi daerah yang baru tersebut diharapkan mempunyai potensi yang lebih baik untuk masa-masa mendatang.

9.2.3. Perkiraan Dampak pada Tahap Pelaksanaan

Jika proyek Bendungan Tanjung nantinya dibangun, maka akan memberikan kesempatan kepada penduduk setempat untuk bekerja sebagai tenaga bangunan sesuai dengan kemampuannya.

Terhadap fasilitas pelayanan : adanya pekerja proyek yang datang ke daerah ini, mengakibatkan peningkatan kebutuhan mereka terhadap fasilitas pelayanan/penunjang, terutama tempat menjual makanan dan kebutuhan lainnya. Meskipun dampak ini bersifat sementara, tetapi dapat menambah pendapatan penduduk selama masa pembangunan.

9.2.4. Perkiraan Dampak Jangka Panjang

Dari uraian tersebut diatas maka kira-kira dalam jangka panjang akan timbul dampak penting sebagai berikut :

1. Perubahan pemukiman diduga akan memberikan dampak positif dan negatif.

* Dampak negatif antara lain :

- Karena pemindahan penduduk yang tanah dan rumahnya terkena genangan waduk, sedang sebagian dari mereka menolak untuk transmigrasi sehingga menimbulkan dampak sosial dan ekonomi.
- Genangan air waduk akan menyebabkan hilangnya hasil-hasil sawah dan tegalan, diikuti pula oleh hilangnya pendapatan sehari-hari penduduknya.
- Genangan air waduk merupakan tempat yang baik untuk tempat berkembangnya nyamuk dan dapat menimbulkan penyakit malaria dan lain-lain.

* Dampak positif antara lain :

- Dengan adanya proyek, maka pemukiman akan lebih teratur.
- Dengan adanya proyek akan menimbulkan lapangan pekerjaan baru sehingga dapat membantu penduduk disekitar proyek dalam menaikkan taraf hidupnya.

2. Transportasi dapat menimbulkan dampak positif :
 - Daerah yang tadinya sulit untuk dijangkau menjadi lebih mudah dijangkau karena ada jalan baru menuju proyek.
 - Tingkat pendapatan penduduk akan bertambah karena kelancaran pengangkutan hasil bumi ke kota.
3. Adanya proyek tersebut akan dapat dikembangkan sebagai salah satu obyek pariwisata sehingga akan berdampak positif.
4. Adanya proyek tersebut juga dapat dikembangkan sebagai lahan untuk perikanan sehingga dapat meningkatkan pendapatan masyarakat di daerah tersebut.
5. Dengan adanya proyek tersebut, maka kebutuhan listrik untuk kota Bogor, Tangerang dan DKI Jakarta akan lebih tercukupi sehingga akan lebih memacu pertumbuhan industri-industri baru di daerah tersebut.

Berdasarkan uraian diatas, maka jika proyek bendungan Tanjung dilaksanakan seyogyanya para instansi terkait baik dari pihak pemerintah maupun pihak swasta (pemborong, investor, dll) dapat lebih menekan dampak negatif yang akan timbul sehingga tidak akan terjadi hal-hal yang tidak diinginkan.

B A B X

KESIMPULAN DAN PENUTUP

10.1. KESIMPULAN

Berdasarkan dari hasil-hasil perhitungan dan analisa-analisa dalam studi pendahuluan PLTA Tanjung ini maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Dengan adanya PLTA Tanjung, diharapkan dapat memberikan tambahan energi/daya sebesar $35,09.10^6$ KWH setiap tahun, yang mana tambahan energi ini diperoleh berdasarkan debit andalan 80 % ($Q_{andalan}$)
 $= 14,58 \text{ m}^3/\text{det.}$

Lamanya jam operasi 5 jam dalam sehari.

Debit pembangkitan $= 24/5 \times 14,58 = 69,984 \text{ m}^3/\text{det.}$

Tinggi jatuh efektif $= 32,980 \text{ m.}$

2. Debit banjir rencana PLTA Tanjung ini didasarkan atas hasil analisa hidrologi dengan menggunakan data curah hujan karena data yang terkumpul cukup panjang, sehingga dapat dipertanggung jawabkan. Untuk perhitungan hujan rencana dipakai metode Gumbel, sedangkan hidrograf banjir ditentukan dengan hidrograf satuan sintetis metode Nakayasu.
3. Ukuran diameter dan panjang waterway yang didapat adalah sebagai berikut :
 - Intake , diameter $= 5,40 \text{ m.}$
 - Headrace , diameter $= 5,00 \text{ m}$, panjang $= 430 \text{ m.}$

- Penstock :
 - diameter sebelum bercabang = 4,40 m.
 - diameter setelah bercabang = 3,35 m.
- Surge tank , diameter = 13,00 m.

4. Untuk pengoperasian PLTA Tanjung, elevasi muka air pada bendungan ditentukan sebagai berikut :
 - Full Supply Level (FSL) = + 58,12 m.
 - Minimum Operating Level (MOL) = + 53,88 m.
 - Tail Water Level (TWL) = + 20,67 m.
5. Spillway (pelimpah) bendungan Tanjung diletakkan di sebelah kanan bendungan yaitu pada sungai Cipangaur.
6. PLTA Tanjung direncanakan dipakai 2 (dua) unit turbin dengan maksud jika terjadi kerusakan ataupun ada inspeksi dalam rangka pemeliharaan segala macam fasilitas turbin, PLTA Tanjung tetap dapat beroperasi.
7. Dari perhitungan biaya konstruksi bendungan dan perlengkapan PLTA diperkirakan sebesar US \$ 121,110.10⁶, dengan keuntungan bendungan Tanjung diperkirakan sebesar US \$ 132,720.10⁶. Biaya konstruksi dan keuntungan dihitung pada tingkat harga pada awal pembangunan, dengan demikian didapat BCR = 1,10 yang berarti dapat disimpulkan bahwa bendungan Tanjung walaupun tidak besar tetap akan mendapat keuntungan disamping keuntungan-keuntungan lain (perikanan, pengembangan pariwisata dan lain-lain).

10.2. PENUTUP

Dengan selesainya penyusunan Tugas Akhir ini, diharapkan akan menambah wawasan dan pengetahuan terutama dalam bidang teknik sipil, khususnya untuk penyusun sendiri.

Diharapkan apa yang tertulis di buku ini dapat berkembang dan ada penulisan lain yang dapat dipakai sebagai pembandingan dan sebaliknya, sehingga jalur tukar pikiran dan informasi di bidang teknik sipil tetap berjalan dan dapat berkembang dengan lebih baik.

Akhir kata penyusun mengucapkan banyak terima kasih kepada semua pihak sehingga pembuatan laporan Tugas Akhir ini dapat berjalan dengan lancar. Kritik dan saran diharapkan dapat memperbaiki masalah-masalah yang dibahas ini menjadi lebih baik lagi, terutama untuk penulisan-penulisan yang akan datang.

terima kasih
penyusun

RINGKASAN

Studi pendahuluan adalah suatu studi tahap permulaan yang diadakan untuk mendapatkan gambaran serta kemungkinan-kemungkinan yang ada bila suatu proyek direncanakan akan dibangun. Apabila dari hasil studi pendahuluan ini diperoleh suatu kemungkinan untuk pembangunannya, maka perlu diadakan suatu studi lanjutan untuk mengetahui kelayakan dari pembangunan proyek tersebut dari segi teknik maupun ekonomi. Dari suatu kelayakan inilah dapat ditentukan apakah suatu proyek dapat dibangun atau tidak.

Salah satu proyek Pembangkit Listrik Tenaga Air (PLTA) yang pembangunannya menurut rencana PLN melalui pengembangan wilayah Sungai Cidurian Jawa Barat adalah proyek PLTA Tanjung yang terletak di desa Tanjung, kecamatan Jasinga, kabupaten Bogor Jawa Barat. Proyek tersebut akan memanfaatkan air sungai Cidurian sebagai bahan baku pembangkit listrik.

Sungai Cidurian yang mempunyai catchment area 280 km^2 , ditinjau dari debit yang pernah tercatat dan dari segi topografi medan, memungkinkan untuk dimanfaatkan potensinya sebagai PLTA.

Proyek PLTA Tanjung berada pada daerah dengan topografi yang tidak datar, tetapi juga tidak begitu curam. Elevasi daerah yang akan tergenang pada proyek ini berkisar antara + 20,00 m sampai dengan + 62,00 m , dengan keadaan

tanah daerah proyek terutama pada tubuh bendung terdiri dari batuan pasir (sand stone) semi padat dan batuan gunung (tuff) dari vulkanik muda yang mempunyai kekerasan cukup baik. Batuan dasar pondasi ini diperkirakan cukup kedap dan mempunyai koefisien permeabilitas berkisar antara 10^{-5} cm/det sampai dengan 10^{-4} cm/det sehingga cukup baik untuk bahan bendungan type urugan. Sedangkan kondisi tanah dimana akan didirikan bangunan sarana pembangkitan seperti waterway, surge tank dan power house terdiri atas jenis batuan tuff breccia yang bertekstur tanah padat serta mempunyai daya dukung yang cukup tinggi sehingga cukup baik dipakai sebagai tempat kedudukan bagi bangunan sarana pembangkitan PLTA tersebut.

Tujuan utama dari proyek ini adalah untuk menambah tersedianya daya listrik guna memenuhi kebutuhan energi listrik untuk masa kini dan mendatang.

Selain tujuan utama tersebut, nantinya jika pembangunan proyek sudah selesai dapat dimanfaatkan pula sebagai sarana pariwisata dan usaha perikanan serta secara tidak langsung dapat memperkecil debit banjir yang terjadi sehingga dapat mencegah/memperkecil bencana alam yang mungkin terjadi di bagian hilir proyek ini.

Energi listrik yang akan dihasilkan dalam setahun adalah sebesar $35,08.10^6$ KWH dengan 5 jam operasi dalam sehari. Daya terpasang 28,58 MW. Tinggi jatuh efektif = 32,98 meter.

Bendungan PLTA Tanjung direncanakan dengan type rock fill Dam dengan inti tegak yang mempunyai panjang bendungan rata-rata = 1.300 m dan elevasi puncak = 62,12 m.

Dengan adanya PLTA Tanjung ini, maka luas daerah yang akan tergenang = 22,50 km² dan kapasitas tampungan total = 333,12.10⁶ m³ yang terdiri dari Minimum Operating Level = 235,60.10⁶ m³ + elevasi tampungan aktif = 37,515.10⁶ m³.

Spillway direncanakan mampu melewati debit banjir sebesar Q:100 x 1,2 atau sebesar 681,17 m³/det. Lebar spillway direncanakan = 70 m, dengan mercu pada elevasi + 58,12 m.

Elevasi batas dalam pengoperasian PLTA Tanjung adalah sebagai berikut :

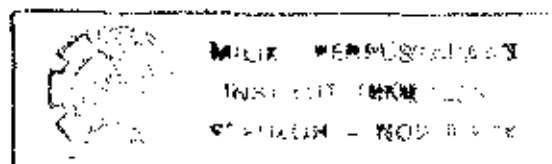
- Full Supply level (FSL) = + 58,12 m.
- Minimum Operating Level (MOL) = + 53,88 m.

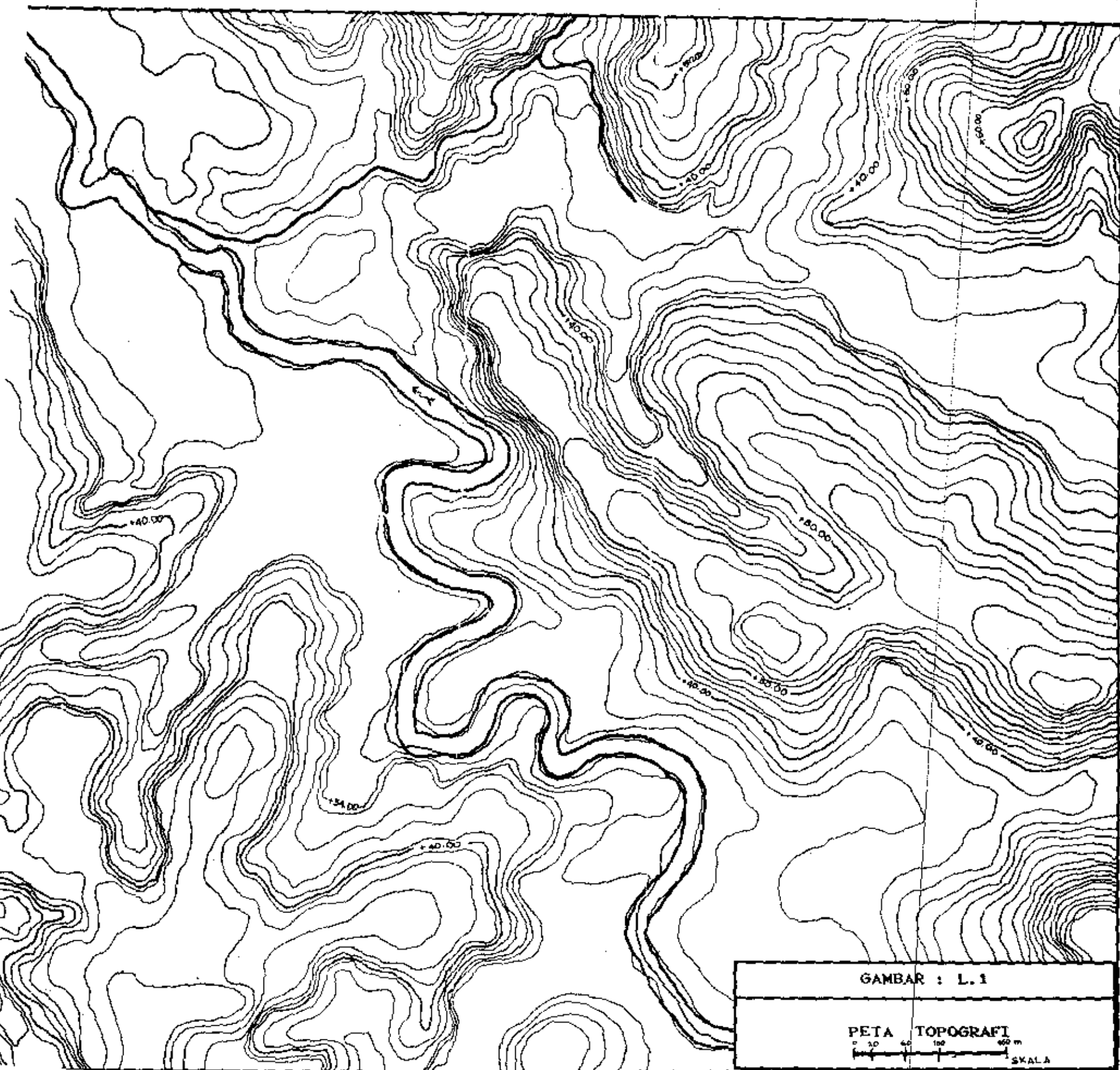
Dari perhitungan biaya konstruksi bendungan dan perlengkapan PLTA diperkirakan sebesar US \$ 121,1100.10⁶, dengan keuntungan bendungan Tanjung diperkirakan sebesar US \$ 132,720.10⁶. Biaya konstruksi dan keuntungan dihitung pada tingkat harga pada awal pembangunan, dengan demikian didapat BCR (Benefit Cost Ratio) = 1,10, yang berarti dapat disimpulkan bahwa bendungan Tanjung walaupun tidak besar tetap akan mendapat keuntungan disamping keuntungan-keuntungan lain (perikanan, pengembangan pariwisata, dll).

DAFTAR PUSTAKA

- * ANGGRAHINI Ir.MSc, HIDROLIKA, Kartika Yudha, Surabaya 1986
- * ANONYMOUS, KRITERIA PERENCANAAN PROYEK PLTA TAHAP PRE FEASIBILITY STUDI, Volume I, Persero P.T Indra Karya Consulting Engineers, Februari 1985.
- * ANONYMOUS, INTERIM REPORT FOR HYDRO POWER POTENSIAL STUDY, Nippon Koei Co.Ltd, Persero P.T Indra Karya Consulting Engineers, Jakarta, Nopember 1982.
- * BAMBANG SUJADI Ir. Dipl. HE, DIKTAT KULIAH SEDIMENT TRANSPORT, FTSP - ITS, Surabaya.
- * CD. SOEMARTO Ir. Dipl. HE, HIDROLOGI TEKNIK, Usaha Nasioal, Surabaya 1987.
- * DR.A. ARISMUNANDAR, TEKNIK TENAGA LISTRIK, Jilid I, Pradnya Paramita, Jakarta 1982.
- * D.M. HERSHFIELD, ESTIMATING THE PROBABLE MAXIMUM PRECIPITATION, 1986.
- * INDEC AND ASSOCIATES LTD AND NIPPON KOEI LTD, MAIN REPORT, Volume 1, 1987.
- * INDEC AND ASSOCIATES LTD AND NIPPON KOEI LTD, DRAFT PREFEASIBILITY REPORT, Volume 2 (*Hidrologi*), 1986.
- * INDEC AND ASSOCIATES LTD AND NIPPON KOEI LTD, DRAFT PREFEASIBILITY REPORT, Volume 5.2 (*Geotechnical Investigations*), 1986.
- * IMAM SUBARKAH Ir, HIDROLOGI UNTUK PERENCANAAN BANGUNAN AIR, Idea Dharma, Bandung 1978.
- * Mc. KAY. G.A, STATICAL ESTIMATES OF PRECIPITATION EXTREMES FOR THE PRAIRIE PROVINCES, 1865.

- * M.M DANDEKAR & K.N SHARMA, WATER POWER ENGINEERING, Vikas Publishing House PVT Ltd., New Delhi, 1979.
- * NADJADJI ANWAR Ir.MSc, REKAYASA PENGEMBANGAN SUMBER DAYA AIR, Kartika Yudha, Surabaya 1986.
- * OF PATTY Ir, TENAGA AIR, Perstensilan FT Sipil UK. PETRA, Surabaya.
- * PUSLITBANG PENGAIRAN DEPARTEMENT PEKERJAAN UMUM, LAPORAN PENELITIAN KUALITAS AIR DAN SEDIMENT TRANSPORT SUNGAI-SUNGAI DI WILAYAH CJC (*Draft Report*), 1986.
- * R.S. VARSHNEY Ph.D, HYDRO POWER STRUCTURES, New Chand and Bros Roorke, New Delhi, 1977.
- * SUYONO SOSRODARSONO Ir., Kensaku Takeda, HIDROLOGI UNTUK PENGAIRAN, PT. Pradnya Paramita, Jakarta 1981.
- * SRI HARTO BR. Ir. Dipl. HE, MENGENAL DASAR HIDROLOGI TERAPAN, Keluarga Mahasiswa Teknik Sipil UGM, Juni 1981.
- * SEMINAR PENGAIRAN SERI NO. 6, RAINFALL AND RUN OFF RELATION AND DESIGN FLOOD, Bandung, Agustus 1974.
- * SUYONO SOSRODARSONO Ir, BENDUNGAN TYPE URUGAN, Pradnya Paramita, Jakarta 1981.
- * USBR, DESIGN OF SMALL DAM, Oxford & IBH Publishing Co. New Delhi, 1974.
- * VEN TE CHOW, HIDROLIKA SALURAN TERBUKA (*Terjemahan*), Erlangga, Jakarta 1985.
- * WEISS L.L, RATIO OF TRUE TO FIXED MAXIMUM RAINFALL, 1964.





GAMBAR : L.1

PETA TOPOGRAFI
0 50 100 200 m
SKALA

